

摘 要

土石坝以其取材方便、结构简单、便于维修和扩建、对地质条件要求低、能适应地基变形、施工技术简单等优点广泛应用于水利、城市建设、工厂弃渣、矿山尾矿堆积等领域，但土石坝结构强度较低，稳定性差，易受环境条件等的影响，土石坝失事时有发生，因此对土石坝稳定性的评价就具有很重要的实际意义。

现行的坝体稳定性的分析方法主要是定值分析方法，缺乏对不确定性因素的考虑，而实际上，影响坝体稳定性的因素都具有不确定性，在坝体的稳定性分析中应当考虑这些因素的不确定性，将这些因素看成是随机变量，运用基于可靠性理论的方法对坝体进行稳定性分析，以更有效地评价坝体的稳定性。

本论文重点分析了土石坝破坏的可能性，并对几种破坏机理和分析方法作了一定的阐述，针对土石坝破坏的各种可能性，建立了土石坝的可靠性评价模型；对于土石坝的可靠性分析模型的计算，其最大的难点是获取实际坝体破坏的各种样本资料的和随机变量的分布形式，在难以获取资料的条件下，采用改变参数值的方法来获取对土石坝进行可靠性分析需要的统计数据，再利用中心点法，建立了土石坝安全评价的数学模型。

最后对某弃渣坝工程的稳定性进行了评价，结果说明所建立的基于可靠性的弃渣坝稳定性分析模型和方法是可行的，但是更深入的问题有待于进一步地研究。

关键词 可靠性；稳定性；安全系数；可靠度指标；土石坝

Abstract

For the advantages of convenient to get material, simple structure, ease of maintenance and extension, low requiring to the geological conditions, ability to meet the foundation deformation, and simple construction techniques, earth-rock dam has a very wide range of applications in water conservation, city construction, factory cinder, tailing heaping, but the structure of earth-rock dam has low strength, poor stability, and earth-rock dam is easily influenced by environment. Dam accidents happen time and time, so the evaluation of the stability of the dams has very important practical significance.

Now, the fix-value method is the main method, which does not considering uncertainty factors. In fact, the factors affecting the stability of the dam is uncertainty, so these uncertainties should be taken into account in the stability analysis of the dam. These uncertainty factors are seen as random variables, using methods based on reliability theory in dam's stability analysis to conduct in a more effective evaluation of the stability of the dam.

As an important part, this paper analyses the possibilities of earth-rock dam's damage, and then expounds some principles of damage and methods of analysis. Focusing on the various possibilities of the dam's damage, establishing reliability evaluation model. For the calculation of reliability evaluation model, the difficulty is how to get the true data of the dam's damage and how to know the distributing of random variables. When it is hard to get the true data, this paper get the data of reliability analysis by changing the parameter values, then using the method of focal point to establish the mathematics model of safe evaluation of earth-rock dam.

At last, catching stability evaluation to a cinder dam, which indicates the model and method on the basis of reliability are feasible, but there are more deeper problems to more deeper study.

Key Words: reliability; stability; safety factor; reliability coefficient; earth-rock dam

西南交通大学

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权西南交通大学可以将本论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复印手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1. 保密□，在 年解密后适用本授权书；
2. 不保密□，使用本授权书。

（请在以上方框内打“√”）

学位论文作者签名：

日期：

指导老师签名：张春光

日期：2007.12.17

西南交通大学学位论文创新性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是在导师指导下独立进行研究工作所得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的研究成果。对本文的研究做出贡献的个人和集体，均已在文中作了明确的说明。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

本学位论文的主要创新点如下：

(1) 重点分析了土石坝的破坏形式，针对土石坝破坏的各种可能性，并考虑影响土石坝稳定性的各因素的不确定性，将这些因素看成是随机变量，运用基于可靠性理论的方法，建立了土石坝的可靠性评价模型；

(2) 对于土石坝的可靠性模型的计算，其最大的难点是获取实际坝体破坏的各种样本资料和随机变量的分布形式，在难以获取资料的条件下，论文采用改变参数值的方法来获取对土石坝进行可靠性分析需要的统计数据，再利用中心点法，建立了土石坝稳定性评价的数学模型。

第 1 章 绪论

1.1 课题的研究意义

土石坝是土坝与堆石坝的总称,它具有就地取材、结构简单、便于维修加高和扩建、对地质条件要求低、能适应地基变形、施工技术简单等优点^[1]。土石坝可用于拦挡工业企业产生的大量弃渣、城市日常生活产生的大量倒入山谷中的垃圾,也可以拦挡矿山开采过程中产生的大量尾矿;山谷中强降雨汇流可能产生的泥石流有时也可通过修建比较经济的土石坝来防止其造成灾害;江河的防洪堤岸、用于蓄洪和农田灌溉的小型水库等很多也需要建造土石坝,由此可见,土石坝的应用十分广泛。

我国已建大坝中,多数为土石坝,这些工程多数是中华人民共和国成立后各个历史时期兴建的,由于受当时历史条件、经济基础、技术水平的限制,规划设计不合理,施工质量不好,从而在稳定方面出现了很多问题^[2]。例如我国有些均质土石坝,填料颗粒粗却无防渗体系,渗流稳定得不到保证;有的砂壳土石坝,砂壳不碾压或碾压不实,不仅不能抵抗当地一定烈度的地震,而且在正常运行期间有时也出现滑坡;有的粘土心墙坝,由于碾压不实,大坝出现一些严重的裂缝,导致渗透破坏,危及大坝安全;有一些挡水枢纽工程,由于对强透水覆盖层地基清理不彻底,或对可能出现的与基岩接触带的接触冲刷变形未作处理,工程建成以后发生渗透变形破坏;一些平原水库土石坝,地基软弱或具有较强的沙基透水层,因缺乏正确的设计,只修一些很低的坝,不仅水的利用率很低,而且浪费了大面积的农田。据资料统计,大坝失事事故中,土石坝所占比例竟高达 70.5%,且由于历史原因,我国已建大坝中 90%以上为土石坝,且多数已达到或即将达到其正常使用年限^[2]。所以,有效地评价土石坝坝体的稳定性,以防止发生由于坝体失稳造成的灾害,具有实际工程意义。

在现行的土石坝的稳定性评价方法中,主要是定值的安全系数法,这种方法将影响土石坝稳定性的因素看作定值,而实际上这些因素大多处在不断变化之中,具有不确定性,定值分析方法忽略了这种不确定性,显然是不合理的。而可靠性理论运用数理统计的方法,能够较好地考虑影响土石坝稳定性的各种因素的不确定性,比之定值的安全系数法更加符合实际,因而,对

可靠性理论的研究和应用日益深入,其首先在电子工业、航天、航空工业等部门得到充分的认可,以后又逐渐推广到机械工程、土木工程、道路工程、水利工程等领域,将可靠性理论应用于土石坝,本身有利于促进可靠性理论的发展,也具有一定的理论意义。

1.2 国内外研究现状

土石坝工程是最普及、最常见的坝型,坝高从几米到几百米,如今我国已建成数以万计的土石坝工程。土石坝以其经济性和更适应各种地形条件的优势,数量位居坝类之首。尤其是混凝土面板堆石坝问世以来,不再受当地防渗土料和筑坝材料的限制,利用建筑物的开挖料直接上坝碾压,使土石坝的建设几乎不受任何条件的制约,显示了土石坝工程明显的优势和强大的生命力。

土石坝的发展,一直经久不衰。随着筑坝材料、施工方法、断面形状的改进,施工技术的进步和大型施工机械的出现,使大型土石坝在各国相继修建起来,国际上最高的坝就是土石坝。从世界范围内讲,美国建设的高土石坝最多;日本在 60 年代以后,以建高土石坝为主,但规模较小,且格外重视抗震设计;前苏联水利开发较早,如在 70 年代建成了坝高 325m 的罗贡坝,创下了坝工建设的新纪录;加拿大于 1972 年完成了高达 242m 的买卡坝;此外,土耳其、墨西哥等国家在建的高坝也绝大多数为土石坝^[1]。目前,我国土石坝工程建设水平和技术不断提高和发展,特别是 20 世纪 90 年代以来,随着我国社会经济的发展,水利水电工程建设突飞猛进,土石坝坝高开始向 300m 级高度研发和建设,筑坝技术难题的攻克,使我国积累了大量的工程建设经验,并在理论上有所突破。

目前,国内外对大坝进行安全鉴定,主要是根据工程有关观测资料、现场取样试验结果及现场检查运用安全系数法进行,鉴定结果没有考虑影响因素的不确定性。

土石坝坝坡稳定性的计算方法,目前多采用条分法(即将滑动土体划分为一系列竖直向上的土柱来计算),在计算中又分为考虑土条间作用力和不考虑土条间作用力的两类,对于一般工程,目前多采用不考虑条间相互作用力的瑞典圆弧法,但由于瑞典圆弧法计算结果过于保守,有时误差也比较大,故对于重要工程应同时用简化毕肖普法进行计算,通常对于均质坝、厚斜墙坝和厚心墙坝宜采用简化毕肖普法进行稳定计算;对于有软弱夹层、薄斜墙、薄心墙的坝,可采用摩根斯顿-普赖斯法进行稳定计算^[2]。考虑地震影响时的

土石坝稳定计算,常用的方法是拟静力法,在拟静力法中,又可分为稳定安全系数法、极限状态法、极限平衡应力法和有限单元法等。

土石坝渗流计算的方法有:水力学法、流体力学法、试验方法和有限单元法等^[3]。水力学法是一种近似的方法,它是建立在达西定律和杜平假定的基础上的,因此只适用于在渗流表面缓慢下降,流线比较平缓的渗流地段,为了提高和扩大它的适用范围,在有些情况下常常用试验结果对这种方法进行修正和补充,由于这种方法比较简单和方便,在一般情况下也能满足计算精度的要求,因此应用较广,但是水力学计算方法只能给出两个计算截面内的平均水力坡降和平均渗透流速,而不能求得任意点的坡降和流速。流体力学法是以达西定律为基础,根据渗流的边界条件直接求解渗流连续方程,因此是一种比较精确的计算渗流的方法,但是由于渗流的边界条件是十分复杂的,要直接求解渗流连续方程也往往存在很多困难,所以除少数情况有解析解法之外,一般也只能采用近似解法,如流网法、差分法等。常用的试验方法有电模拟方法和缝隙水槽法。电拟法是根据渗流与电流相似的原理而建立起来的一种解决渗流问题的试验方法,它不仅可以用来解决二维流速问题,而且也可以用来解决三维渗流问题,以及组合式和层状地基的渗流问题,试验方法比较简单,是目前应用极广的一种方法。缝隙水槽法是根据黏滞性液体在通过两块相距很近的平行透明壁时产生平面无旋流的特性,来模拟渗流运动,也是一种简便的试验方法,它的优点是可以直接给出渗流的图形,但是这种方法只能用来解决二维的渗流问题。有限单元法是将渗流区域离散为有限个单元的集合体,并且引用变分原理,将整个渗流运动用一组方程来表示,从而可以利用电子计算机来进行求解,这种方法能较好地适应边界条件,因而可以解决复杂的渗流问题,是一种精度较高的近似计算方法。

坝体变形分析的常用经验方法有相对沉降率法和不均匀沉降斜率法。相对沉降率即指竖向位移与坝高的比率,顾金臣教授在整理了一些土石坝的资料后,指出了其判别的标准;不均匀沉降斜率法,即倾度法,通过分析水平土层遭受竖向应变的程度来判断是否会发生裂缝,南京水利科学研究院对此方法进行了多年研究;有限单元法为坝体变形分析的一种数值方法,其伴随着数值模拟理论的成熟和计算机的广泛应用而得到了工程界的广泛重视,自1966年美国 Clough 和 Woodward 首先使用有限元法分析土石坝以来,有限元在岩土工程中的应用迅速发展,并取得了巨大进展^[4]。

近年来,有研究人员利用风险分析方法对大坝进行安全鉴定。以风险分析来对大坝失事风险进行研究是非常合理的,因大坝失事的各影响因素都具有随机性,应用风险分析理论能较好地考虑这种不确定性,用概率论定量计

算大坝的失事风险,来进行安全评价。但传统的风险分析,以概率论和数理统计的知识仅考虑了不确定性中的随机性,而在不确定性中还包含有模糊性,由于大坝系统的复杂性,许多输入输出关系在现实识别中只能表达为模糊关系,且从数据的采集到得出计算结果,整个过程存在着大量模糊性,绝对的“非此即彼”不能准确地描述大坝系统的客观现实,存在着“亦此亦彼”的模型现象,不能用 1 真或 0 假两值逻辑来刻画,而需用区间 $[0, 1]$ 的多值(或连续值)逻辑来表达。而模糊数学理论正是适用于系统的这种不确定性,用隶属函数来描述边界不清的过渡问题及受多因素影响的复杂系统的非确定性问题。因而在进行大坝风险研究时,必须同时考虑各因素随机性和模糊性,进行大坝模糊风险分析,就是用模糊系统的观点与模糊集的理论方法进行风险分析。

风险分析是研究系统在一定条件下完成其预定功能所承担的风险,包括确定系统的失事概率和失事后果,而可靠性分析是研究系统在一定条件下完成其预定功能的能力,即确定系统的可靠度,可见可靠性分析与风险分析是分别从正反两方面去研究问题,单从概率角度分析,它们存在着互补关系。

可靠性理论是一门正在迅速发展的新学科,可靠性分析方法被誉为近代工程技术的重要发展,已成为世界各国工业领域的热门话题之一,仅在美国就有从事这方面工作的工程技术人员 50 多万,其应用可见一斑。它首先在电子工业、航天和航空工业等部门得到充分的认识。无论从经济观点看,为了减少总费用;或者从安全角度讲,为了避免人身事故和财产损失;或者从推销商品来说,为了企业信誉,可靠性研究都起到了非常重大的作用。尔后,逐渐推广到机械工程、土木工程、道路工程、水利工程、矿山工程等。如今,基于可靠性理论的工程随机设计和分析方法已在结构工程、港口工程、水利水电工程等一系列土木工程领域中被广泛应用。《工程结构可靠度设计统一标准》,《港口工程结构可靠度设计统一标准》,《铁路工程结构可靠度设计统一标准》,《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》等一系列土木工程可靠度技术规范的颁布就说明这一点。七十年代中后期,加拿大能源与矿业中心和美国亚利桑那大学等开始把概率统计理论引用到边坡的稳定分析中来,该方法通过现场调查,获取影响边坡稳定因素的多个样本,然后进行统计分析,以求出他们各自的概率分布及其特征参数,再利用某种可靠性分析方法,如 Monte Carlo 法、可靠指标法、统计矩法、随机有限元法等来求解边坡岩体的破坏概率即可靠度。祝玉学把在规定的条件下和规定的实用期限内,安全系数或安全储备大于或等于某一规定值的概率,即边坡保持稳定的概率定义为可靠度。只要我们求出的可靠度足够大,也即破坏概率足够小,就认为边坡

工程的设计是可靠的。我国的《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)第 3.6.11 条已明确指出,大型边坡设计除按 3.6.10 条边坡稳定系数值计算边坡的稳定性外,尚宜进行边坡稳定的可靠度计算分析,并对影响边坡稳定性的因素进行敏感性分析^[5]。

国外有许多学者对可靠性研究作出了卓有成效的贡献。伍(Wu)和克拉夫特(Kraft)等人曾对土质边坡作过典型研究;麦克马洪(McMahon)等人论述了概率方法在岩质边坡中的应用;恩格因(Nguyen)等人报告了矿山排土场的可靠性分析;阿一格里瓦斯(A-Grivas)等对累进破坏的概率分析方法、范马克斯(Vanmarcke)等对三维效应的概率分析方法均作了有益的探讨;坎布(Cambu)等人根据线性一次逼近理论,采用随机有限元方法进行可靠性分析。

边坡可靠性研究在我国开展较晚,1983 年攀钢石灰石边坡可靠性分析与经济研究分析才作为第一个这个领域的研究成果通过冶金部鉴定^[5]。近年来,边坡可靠性研究和应用得到一定发展。如高大钊等对土力学可靠性原理的研究取得了较好的成果,“尖山铁矿边坡优化设计方法研究”(国家七五计划重点科技攻关项目),对可靠性分析作了全面地、深入地探讨。相信,可靠性分析方法的推广和应用将推动我国边坡工程技术的进一步发展。

目前,边坡可靠性分析常用的方法主要有四种:

- (1) 蒙特卡洛模拟方法,即随机模拟方法或统计试验法;
- (2) 可靠指标法,包括中心点法和验算点法;
- (3) 统计矩近似法,亦称 Rosenblueth 统计矩法;
- (4) 随机有限元法,是可靠指标法与数值法相耦合的方法,包括一次线性逼近法和迭代验算法。

以上四种方法针对不同的问题各有其优缺点,应加以比较,有选择地应用。

1.3 本文的主要研究内容

根据前人的研究成果,结合本课题自身的特点,提出本文的主要研究内容如下:

- (1) 论述坝体稳定性定值分析方法应用的原理、方法、步骤;
 - (2) 分析比较现有的各种可靠性理论,寻找能够应用于土石坝稳定性分析的较合适的可靠性分析方法;
 - (3) 通过对坝体稳定性定值分析方法的论述和对各种可靠性理论的分析比较,结合实际情况,提出本文土石坝可靠度计算的方法;
-

(4) 建立土石坝可靠性分析的模型；

(5) 运用建立的土石坝可靠度计算模型对实际工程进行可靠性分析，即考虑工程各种可能的破坏形式，计算其可靠度指标，并对计算结果进行分析。

第 2 章 坝体稳定性的定值法分析理论

2.1 坝体破坏的可能性

土石坝作为一个由松散颗粒构成的整体，在复杂自然条件的影响和各种外力的作用下，可能会暴露出一些缺陷，从而造成坝体的破坏，经归纳，土石坝常见的破坏形式主要有：

(1) 坝坡的局部失稳；

土石坝坝坡的局部失稳，其实是坝上部坝均匀，下部隆起外移的滑坡，有些是突然发生的，有些则先由裂缝开始，对于后者，如及时采取措施可以减轻损害，图 2-1 为某滑坡的剖面示意图^[1]。滑坡的种类按其性质可分为剪切性滑坡、塑性滑坡和液化滑坡。

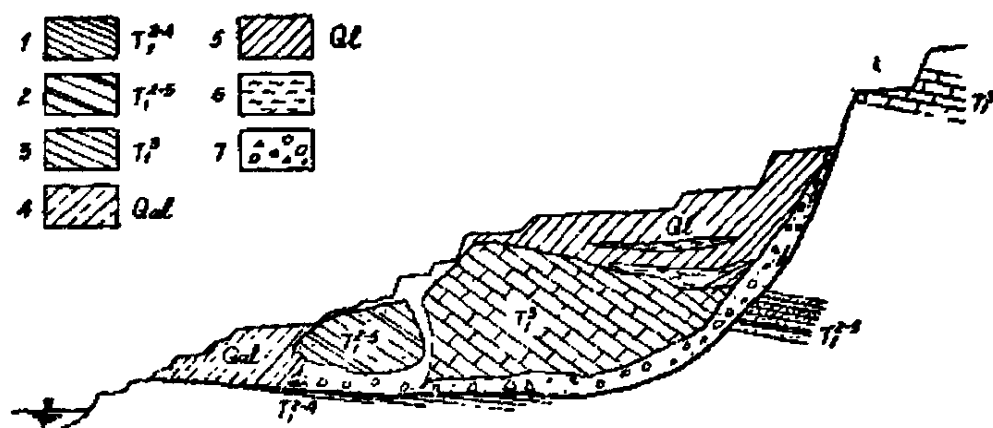


图 2-1 某滑坡剖面示意图

剪切性滑坡的表现形式是首先出现一条主要的纵向裂缝及一些不连续的短小裂缝，主裂缝逐渐以变弧形向坝坡下部延伸，裂缝两侧上下错开并随着滑坡的发展而加大错距，滑动体下部将出现带状或椭圆形隆起并向下游推移。

塑性滑坡主要发生在含水量较大的高粘性土填筑的坝体上，由于土的蠕变作用或塑性流动而形成，滑坡前通常不出现明显的纵缝，但坡面的位移量连续增加，滑动体下部可能有隆起现象，这种滑坡的滑动过程一般较缓慢，但如坝体含水量较大且排水不良时，将出现较快的速度。

液化性滑坡多发生在坝身或坝基有级配均匀和密实度较小的中细砂或

细砂的土石坝, 滑坡的原因是由于细砂处于饱和状态时受到强烈的振动, 导致砂料粒彼此脱离处于悬浮状态, 降低了抗滑力。

(2) 渗流条件下引起的渗透破坏;

土石坝坝体和坝基在一定程度上都是透水的, 水流在水位差的作用下从上游渗透是一种正常现象, 但大量的渗漏可能会发生渗透变形, 严重时坝坡或坝脚附近还会产生渗透破坏, 甚至导致工程失事。

(3) 洪水、波浪或坝内超高的填土在强降雨条件下与雨水形成的径流一起流动漫过坝顶, 引起坝体局部破坏或整体溃决;

水利工程中的土石坝, 漫坝是指坝前水位超过坝顶, 水流漫过坝顶溢流而下, 风暴、波浪、风暴和波浪的共同作用以及滑坡和地震都可能会引起漫坝, 在垮坝的原因中, 漫坝是主要原因之一。而对于弃渣坝、垃圾坝、尾矿坝等以拦挡固体废物为主的土石坝, 漫坝是指坝内超高的填土与强降雨条件下形成的径流一起流动漫过坝顶, 对坝顶和坝身造成冲刷, 一旦发生漫坝, 则认为坝体已经失去安全性, 必须进行整治。

(4) 由坝基的地质条件和坝体本身材料的压缩性引起的坝体变形破坏;

土石坝在自重及水库水压力的作用下将产生大量的变形, 包括竖直位移 (通常称为沉降)、横向水平位移 (垂直坝轴线方向) 和纵向水平位移 (平行坝轴线方向), 这些变形的一部分 (主要是竖直位移) 产生于施工期, 另一部分则产生于运用期。如果变形的数值过大, 则将影响坝的运用和安全, 例如, 过大的沉降会使坝的高度降低, 造成洪水漫坝; 不均匀沉降和水平位移会引起坝体的裂缝和破坏等, 所以在土石坝的设计和运用管理中, 必须通过各种方法预先估计坝的沉降和位移, 以便于做坝的预留沉降超高, 判断坝体出现裂缝和其他破坏的可能性, 并采取各种预防性的工程措施。

(5) 由坝内侧土压力和水压力等力系作用引起的土石坝水平滑动破坏; 在坝内侧土压力和水压力等力系的水平分力的作用下, 基底或某一截面的摩阻力可能不足以抵抗外力作用而发生水平滑动破坏^[3]。

(6) 地震情况下, 坝体内产生惯性力, 从而改变了坝体原来的受力状态而发生破坏, 历史上, 由于地震而导致土石坝垮坝或损坏的实例很多。地震对土石坝的破坏按照其严重性依次为: 溃决、裂缝、滑坡、不均匀沉降和附属物的损害等。

水利工程中的大坝, 其破坏形式主要是坝坡失稳、渗透破坏、坝体的变形破坏以及漫坝, 因挡水坝的功能主要是挡水, 一旦发生漫坝, 则认为其已经破坏; 对于弃渣坝、垃圾坝、尾矿坝等以拦挡固体废物为主的土石坝, 其破坏形式主要是坝坡失稳、渗透破坏、以及坝体的变形破坏; 对于尺寸较小

的坝体，其发生水平滑动破坏的可能性也较大；而对于地震区的土石坝必须考虑地震力的影响。

2.2 坝坡稳定性分析

鉴于大多数土石坝的剖面尺寸比较庞大，土石坝的稳定主要就是局部坝坡的滑动稳定问题。如果对此问题不加以控制，任其发展下去，有可能导致坝体的整体破坏。

局部坝坡失稳，是由于土体内部发生剪切作用并形成了贯通的滑动面，当作用在该面上的剪切力达到并超过了该面上由抗剪强度而形成的抵抗土体滑移的能力时，土体将沿此面滑动而发生破坏。坝坡的安全系数通常用安全系数 F_s 表示，定义为：可能出现的破裂面上，阻抗土体滑动的力系与使土体沿该面滑动的力系之比。

2.2.1 无黏性土石坝坡的稳定性分析

大量观察及量测证明：砂性土构成的土坡、大坝，包括黏聚力较小的砂黏土、砂土、砾石、碎石等边坡，边坡破坏时其破裂面近似平面，在横断面上近似直线^[6]，如图 2-2 所示。

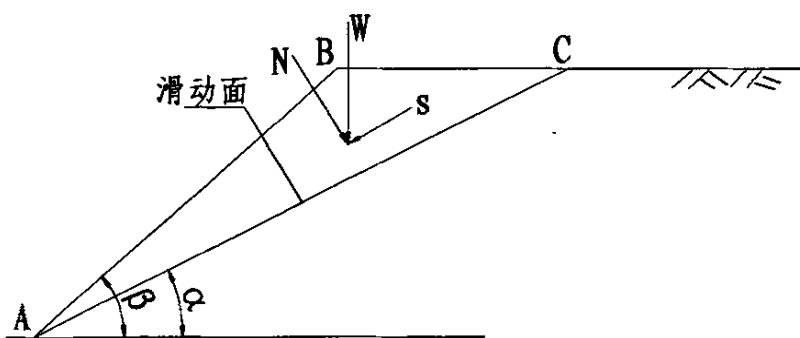


图 2-2 砂性坝坡稳定性分析

对于一般的砂性坝坡，作用在 AC 面上的下滑力为：

$$S = W \cdot \sin \alpha \quad (2-1)$$

式中： W —滑体重量。

在 AC 面上由土的抗剪强度产生的抵抗滑体 ABC 下滑的抗滑力为：

$$R = W \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot AC \quad (2-2)$$

用抗滑力 R 与下滑力 S 之比表示坝坡沿土体内 AC 平面破坏的安全系数

F_s 为:

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot AC}{W \cdot \sin \alpha} \quad (2-3)$$

当坝坡破坏的滑动面确定后, 用公式(2-3)即可求得相应的安全系数 F_s ,

并参照相应的土石坝设计规范, 从而判别坝坡的稳定性。

对于 $c = 0$ 的砂性土坝坡或石质坝坡, 其安全系数表达式由式(2-3)变为:

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{W \cdot \sin \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (2-4)$$

2.2.2 粘性土石坝坡的稳定性分析

大量的观察证明: 粘性土边坡破坏时, 破裂面的形状在断面上近似为圆弧形, 因而粘性土坡的稳定分析多采用圆弧面分析法^[6]。这种方法大体上可分成条分法和摩擦圆法。当边坡单一、土质相同的情况下, 宜采用摩擦圆法; 而边坡形状不规则且土质不一样时, 则条分法更为恰当。

2.2.2.1 瑞典条分法

此方法由瑞典学者 Fellenius 提出并得到了广泛的应用。其基本原理如下:

如图 2-3 所示滑体 $ABCD$, 将它分割成许多小直条, 直条的宽度越小, 计算精度越高。但为了避免计算过于繁琐, 在满足精度要求的条件下, 一般取直条宽度 2-6m, 并应选择滑体外形变化和土层分界点作为分条的界限。

在任意第 i 条上的作用力如下:

(1) 土条的自重 $W_i = \gamma \cdot \omega_i$, 其中 γ 为土的容重, ω_i 为土条的断面面积。

将 W_i 沿其断面面积的形心作用至圆弧滑面上并分解成垂直滑面的法向力 N_i 和

与滑面相切的切向力 S_i 。由图 2-3 右侧受力图可知:

$$N_i = W_i \cdot \cos \alpha_i \quad (2-5)$$

$$S_i = W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (2-6)$$

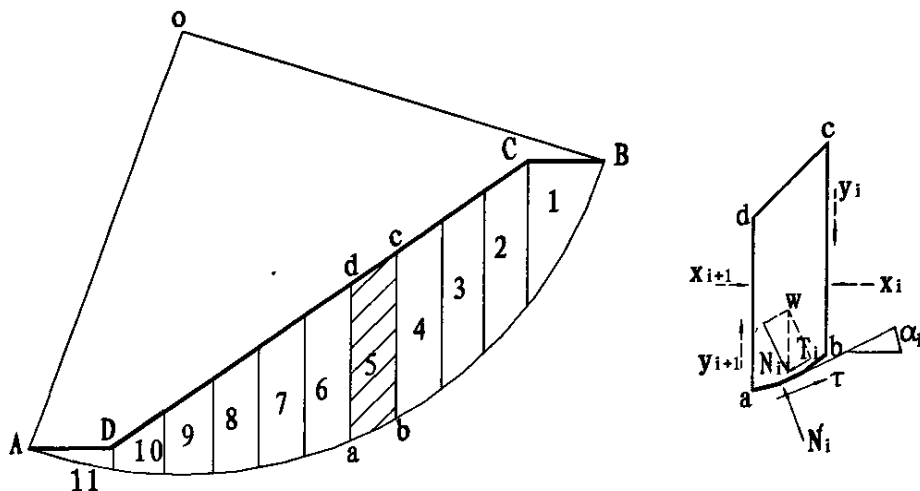


图 2-3 瑞典条分法

很显然, S_i 是推动土体下滑的力。但如果第 i 条位于滑弧圆心铅垂线的靠近坡脚的一侧, 则 S_i 起抗滑作用, 对起抗滑作用的切向力用 S' 表示。 N_i 的作用线通过滑弧的圆心, 对土坡不起滑动作用, 但它却决定着滑面抗剪强度的大小。

(2) 根据库仑公式, 滑面上与土体的滑动方向相反的抗滑力为:

$$R = N_i \tan \varphi + c l_i \quad (2-7)$$

式中 l_i 为第 i 条的滑弧长。

(3) 条间力 x_i 、 y_i 、 x_{i+1} 、 y_{i+1} 。根据整体滑动的假定, 条间力属于内力, 而对每个土条, 条间力为外力, Fellennius 将单个土条两侧的条间力近似地看作大小相等、方向相反、作用在同一条直线上。经验表明: 土条宽度不大时, 对土坡进行稳定性分析, 忽略条间力的影响, 对计算结果影响不明显。

将作用在各段滑弧上的力对滑动圆心取矩, 并得出作用在整个滑弧上的滑动力矩和抗滑力矩分别为:

$$\sum M_s = r \cdot \sum S_i \quad (2-8)$$

$$\sum M_r = r \cdot (\sum c \cdot l_i + \sum N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sum S') \quad (2-9)$$

将抗滑力矩与下滑力矩之比定义为土坡的安全系数，这样就可求土坡的安全系数，即：

$$F_s = \frac{r \cdot (\sum c l_i + \sum N_i \operatorname{tg} \varphi + \sum S')}{r \cdot \sum S_i} = \frac{\sum c l_i + \sum N_i \operatorname{tg} \varphi + \sum S'}{\sum S_i} \quad (2-10)$$

式(2-10)就是用瑞典条分法对土坡进行稳定性分析的计算公式。上式并没有考虑孔隙水压力的影响，当孔隙水存在时，应采用有效应力强度指标，相应的安全系数计算公式即为有效应力表达式。

瑞典条分法由于忽略了土条侧面的作用力，并不能满足所有的平衡条件，由此算出的安全系数要小，这种误差随着滑弧圆心角和孔隙水应力的增大而增大，严重时可使算出的安全系数比实际值小一半。

2.2.2.2 简化毕肖普法

为了提高粘性土坡稳定分析的精度，40 年代以后，随着土力学理论的发展，很多学者对瑞典条分法的基本假定作了修改和补充，其中毕肖普 (A. W. Bishop) 提出的简化毕肖普法应用最为广泛。

毕肖普把土坡的安全系数定义为：沿土体内部，滑动面上的抗剪强度 τ_f

与实际产生的剪应力 T 之比，即 $F_s = \frac{\tau_f}{T}$ 。

仍以图 2-3 中的土坡为例，在土条 i 上作用力的情况如下：

(1) 土条重引起的切向反力 S_i 和法向反力 N_i ，均作用在该分条滑弧的中心处。

(2) 土条侧面的作用力 x_i 、 y_i 、 x_{i+1} 、 y_{i+1} ，其方向与图 2-3 中所示相同。

由土条的竖向静力平衡条件有：

$$W_i + y_{i+1} - y_i - S_i \sin \alpha_i - N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2-11)$$

土坡处于稳定状态时, 滑弧上土的抗剪强度仅发挥了一部分, 毕肖普假定其值与滑面上的切向反力 S_i 相平衡, 即:

$$S_i = \tau_f \cdot l_i = \frac{1}{F_s} (N_i \tan \varphi + c l_i) \quad (2-12)$$

将(2-12)代入(2-11)得到 N_i 的表达式:

$$N_i = \left[W_i + (y_{i+1} - y_i) - \frac{c \cdot l_i}{F_s} \cdot \sin \alpha_i \right] \cdot \frac{1}{m_{ai}} \quad (2-13)$$

$$\text{上式中} \quad m_{ai} = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi}{F_s} \quad (2-13a)$$

在极限平衡时, 各土条对圆心的力矩之和应为零, 此时, 条间力的作用将相互抵消, 得到:

$$\sum_1^n W_i \cdot d_i - \sum_1^n S_i \cdot r = 0 \quad (2-14)$$

式中 d_i 表示分条 i 的滑弧的中心到圆心的水平距离, $d_i = r \cdot \sin \alpha_i$ 。

将式(2-12)、(2-13)代入式(2-14), 整理后得到毕肖普土坡稳定安全系数的普遍公式为:

$$F_e = \frac{\sum_1^n \frac{1}{m_{ai}} \{c_i L_i \cos \alpha_i + [W_i + (y_{i+1} - y_i)] \tan \varphi\}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2-15)$$

当土条宽度不大时, $L_i \cos \alpha_i$ 近似等于土条的宽度 b_i , 这时可将式(2-15)改写成下式, 对计算结果的影响不大。

$$F_s = \frac{\sum_1^n \frac{1}{m_{ai}} \{c_i b_i + [W_i + (y_{i+1} - y_i)] \tan \varphi\}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2-16)$$

孔隙压力的大小对土石坝的坝坡稳定性有很大影响, 当坝高 40m 以上, 坝体土料的饱和度 $S_r \geq 0.85$, 渗透系数 $k = (5 \sim 10) \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 时, 应考虑孔

隙压力的影响，即采用有效应力强度指标，毕肖普的有效应力表达式为：

$$F_s = \frac{\sum_1^n \frac{1}{m_{ai}} \{c'b_i + [W_i - u_i b_i + (y_{i+1} - y_i)]tg\varphi'\}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2-17)$$

式(2-15)、(2-16)、(2-17)中的 y_{i+1} 、 y_i 均未知，计算时必须预先估计它们的值。为了简化计算，毕肖普略去了 y_{i+1} 、 y_i 这对竖向条间力，式(2-16)简化为：

$$F_s = \frac{\sum_1^n \frac{1}{m_{ai}} \{c_i b_i + W_i tg\varphi\}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2-18)$$

式(2-17)简化为：

$$F_s = \frac{\sum_1^n \frac{1}{m_{ai}} [c'b_i + (W_i - u_i b_i)tg\varphi']}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2-19)$$

经验表明：式(2-18)、(2-19)具有足够的精度，与精确解的误差仅为 2~7%，此两式就是国内外广泛应用的毕肖普简化土坡稳定检算公式。

由简化毕肖普法公式中可发现，等式右边的 m_{ai} 中含有 F_s ，所以求解安全系数 F_s 应用迭代法。此外须指出，简化毕肖普法并不能满足所有的平衡条件，不是一个严格的方法。一些学者提出，当任一分条的 $m_{ai} \leq 0.2$ 时，求出的安全系数会存在较大的误差，应选用其它方法或毕肖普普遍公式。

2.2.3 浸水条件下坝坡的稳定性分析

当坝内蓄水时，水由坝体内侧向外侧渗流形成一条浸润曲线，浸润线以下的坝体受到水的浸泡和拖拽。这种情况下，计算坝坡的安全系数时，必须做出相应的改变。

在应用式(2-10)、(2-19)时, 式中的土条重 $W = W_1 + W_2$ 。其中 W_1 为坡外水位以上的土条重, 浸润线以上土条取湿重, 浸润线与坡外水位之间的土条取饱和重; W_2 为坡外水位以下土条的浮重。此外, 公式(2-19)中的 u_i 应由

$u - \gamma_o z$ 代替, z 为土条底部中心至坡外水位的垂直距离, u 为稳定渗流期土条底部中点的孔隙压力。

当坝坡坡外水位有陡涨、陡落现象或外侧坝坡有水渗出时, 通常还要考虑渗流产生的渗透力, 通常把渗透力作为滑动力来考虑, 添加到安全系数的计算式中。常见的计算渗透力的方法有: 流网法、代替法、工程简化法等。前两种方法由于其自身的局限性, 尚未得到广泛的应用。本文重点介绍一下工程简化算法如下:

考虑渗透力对坝坡稳定性不利的情况下, 在坝坡的稳定性检算中, 把渗透力作为滑动力, 具体是将渗透力简化为一集中力, 作用线通过滑体浸水部分的形心, 方向与浸润线方向平行。浸润曲线简化为直线, 其坡度采用平均坡度 i , 实际上就近似为渗水的水力梯度。水在各种土质中的最大 i 值可通过试验得到, 如无试验资料, 可参考表 2-1 或用下式计算:

$$i = \frac{1}{3000\sqrt{k}} \quad (2-20)$$

式中 k 为渗透系数, 可由渗透试验或野外抽水试验求得。

表 2-1 土层中渗流降落曲线平均坡度表

土层类别	渗流降落曲线平均坡度 i
卵石或粗砂	0.0025~0.005
中 砂	0.005~0.015
细 砂	0.015~0.020
粉 砂	0.015~0.050
粘 砂 土	0.020~0.050
砂 粘 土	0.050~0.120
粘 土	0.120~0.150
重 粘 土	0.150~0.200
泥 炭	0.020~0.120

坝体断面渗透力的大小为单位体积渗透力 j 与产生动水压力的浸水面积

Ω 的乘积, 即: $J = j\Omega = \gamma_w \cdot i \cdot \Omega$ 。 J 即为用工程简化法求得的渗透力。

须指出, 浸润线以下部分土为非渗水土时, γ 、 c 和 φ 一般采用饱和状态的值, 而坡外水位以下的容重 γ 一般采用浮容重及相应的 c 、 φ 值。若浸水部分土体为渗水土时, 由于土的强度几乎不受浸水的影响, 且水位骤然下降时, 土中的渗透力又近似为零, 故一般可不作浸水稳定性检算。

2.3 渗透稳定性分析

2.3.1 渗透稳定性概念及渗透破坏型式

渗透稳定性是指在渗流作用下, 土体结构是否发生变化的特性, 通常通过是否发生渗透破坏来判断, 若土体发生了渗透破坏即土体渗透失稳。

土体渗透破坏的型式及其发展过程, 主要与土料的性质、级配、渗流条件以及防渗、排水措施等因素有关, 通常可归纳为管涌、流土、过渡型、接触冲刷和接触流失等五种类型^[3]。

(1) 管涌。管涌是在渗流作用下, 无粘性土中的细小颗粒从骨架孔隙中连续移动和流失的现象。当土体内的流速和水力比降达到一定数值时, 土体中的细小颗粒开始悬浮移动, 并被渗透水流夹带流出坝体外或地基外。随着细小颗粒的连续流失, 土体的孔隙逐渐加大, 渗透流速也随之增大, 继而带走较大的颗粒, 从而形成集中的渗流通道。使个别小颗粒在渗流作用下开始在土体孔隙内移动的水力比降称为临界比降, 使土体产生渗流通道和较大范围破坏的水力比降称为破坏比降。

工程实践表明: 管涌一般发生在无粘性砂土、砂砾土的下游坡面和地基面渗流逸出处。对于粘性土料, 由于土料颗粒之间存在有粘聚力, 渗流难以把土粒夹带流失, 因此一般不会发生管涌。

(2) 流土。流土是在渗流作用下, 土体从坝身或坝基表面隆起、顶穿、或粗细颗粒同时浮起而流失的现象。这种渗透变形从流土的发生到破坏整个过程比较迅速, 一旦渗流的水力比降超过某一范围, 渗透压力超过土体的浮容重时, 土体将被掀起浮动。流土主要发生在粘性土及均匀的非粘性土无保护措施的渗流出口处。

(3) 过渡型。在较小的水力比降下有管涌但未发展, 或者是有流土但只限于局部土体的表面。

(4) 接触冲刷。接触冲刷是当渗流沿两种不同的土层接触面流动时, 沿土层夹带细小颗粒流失的现象, 一般发生在两层级配不同的非粘性土中。这里指的接触面, 其方向是任意的。

(5) 接触流失。渗流垂直于层次分明、渗流系数相差悬殊的相邻土层的两接触面流动时, 将渗透系数较小土层中的细小颗粒带入渗透系数较大土层中的现象。

接触冲刷本质上属于管涌, 而接触流失可归入流土一类, 亦可称为接触流土, 所以以上五种渗透破坏型式其实可归为管涌和流土两类。管涌和流土发生的原因都是渗透压力, 广义上讲都属管涌现象, 但破坏的情形不同。前者的破坏随时间发展, 伴随产生的有流砂、液化、涌砂等现象; 后者一般是突发性的, 伴随有地基隆起的现象。

2.3.2 渗透破坏的计算

(1) 管涌的临界水力比降计算

管涌的临界水力比降的理论尚不成熟, 对于中小型工程, 发生管涌的临界水力比降可参照下式计算:

$$J_{cr} = 2.2(G_s - 1)(1 - n)^2 \frac{d_s}{d_{20}} \quad (2-21)$$

式中 J_{cr} — 土的临界水力比降;

G_s — 土的颗粒密度与水的密度之比;

n — 土的孔隙率, %;

d_s 、 d_{20} — 分别为占总土重的 5% 和 20% 的土粒粒径, mm。

此外, 也可以采用南京水利科学研究院建议的公式:

$$J_{cr} = \frac{42d_3}{\sqrt{\frac{K}{n^3}}} \quad (2-22)$$

式中 K — 土的渗透系数, cm/s;

d_3 — 占总土重 3% 的土粒粒径, cm。

(2) 流土的临界水力比降计算

流土的临界水力比降的研究公式较多, 也较成熟。计算流土的临界水力比降的太沙基公式为:

$$J_{cr} = (G_s - 1)(1 - n) \quad (2-23)$$

管涌和流土的允许水力比降 $[J]$ 可由临界水力比降除以一个安全系数确定。对无粘性土, 安全系数可取 1.5~2.0, 发生破坏对建筑物危害较大时取 2.0, 特别重要的工程也可取 2.5。

当无实验资料时, 无粘性土的允许水力比降可按表 2-3 查用。

表 2-2 无粘性土 $[J]$ 值

允许水力 比降	渗 透 破 坏 型 式					
	流土型			过渡型	管涌型	
	$C_u \leq 3$	$3 < C_u \leq 5$	$C_u \geq 5$		级配连续	级配不连续
$[J]$	0.25~0.35	0.35~0.5	0.5~0.8	0.25~0.4	0.15~0.25	0.1~0.2

注: 本表不适用于渗流出口有反滤层的情况, C_u 为土的不均匀系数, 按

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \times 100\% \text{ 计算。}$$

2.3.3 渗透破坏的判别

粘性土一般不会产生管涌, 无需判别。对于无粘性土, 管涌和流土应根据土的细小颗粒含量 p_c 按照下式判别:

$$\text{管涌} \quad p_c < \frac{1}{4(1-n)} \times 100 \quad (2-24)$$

$$\text{流土} \quad p_c \geq \frac{1}{4(1-n)} \times 100 \quad (2-25)$$

式中 p_c —土的细小颗粒含量;

对于不均匀系数 c_u 大于 5 的不连续级配土也可采用下式判别:

$$\text{管涌} \quad p_c < 25\% \quad (2-26)$$

$$\text{流土} \quad p_c \geq 35\% \quad (2-27)$$

$$\text{过渡型} \quad 25\% \leq p \leq 35\% \quad (2-28)$$

2.4 洪水漫坝分析

由 2.1 可知, 水利工程中的土石坝漫坝与弃渣坝类土石坝的漫坝是不同的, 后者的发生主要与气候条件以及填土的堆积高度有关系, 一旦发生漫坝, 则认为坝体已经失去安全性, 必须进行整治。下文仅对水利工程中土石坝漫坝的分析方法做下介绍。

漫坝失事可看作是一个整体作用的破坏, 它包括风暴作用引起的漫坝、波浪作用引起的漫坝、风暴潮和波浪共同作用引起的漫坝、滑坡、地震引起的漫坝等失事形式^[2]。在这些因素中, 本文主要考虑风暴潮与波浪共同引起的漫坝。

设 Z_c 为坝顶高程, Z_0 代表水库某一时刻的坝前库水位, H_L 为洪水和风浪引起的水位升高值, 则漫坝发生的模型为:

$$Z_c - Z_0 - H_L \leq 0 \quad (2-29)$$

洪水漫顶是水利工程土石坝事故中出现机遇较多、危害最大、破坏最严重的事故。其主要原因是, 在目前国内外水文分析中, 采用诸如频率法、实测统计法等进行分析研究, 迄今尚未完全认识和掌握水情规律, 以致在遭遇洪水偏大的情况时, 坝体防洪标准是有限的, 而遭遇的超标洪水是无限的。按理应以较小损失, 避免或减轻巨大灾害, 这就要求有防洪预案, 以采用非常的抗洪保坝措施。为此, 在设计中除按一定的标准防洪外, 对于超标准洪水, 土石坝常设非常溢洪道, 且按规定标准所设的溢洪道及其它泄水建筑物, 必须确保安全泄水, 当溢洪道设置闸门控制泄水时, 宜实现闸门启闭自动化, 且辅以人工控制, 并有一套完整严格的操作规则, 以避免机械或人工失误。

2.5 坝体沉降破坏检算

土石坝的沉降其实是土体在外力和自重的作用下坝基变形以及坝体孔隙

中空气和水的压缩与排出而产生的综合变形,其表现为压缩沉陷、固结等。土石坝的变形会导致土石坝坝体的沉陷、横向位移和纵向位移等,而土石坝的异常变形可导致坝体产生裂缝,从而使坝体发生破坏。

2.5.1 坝体裂缝的分类

裂缝按照几何分类法可分为:纵向裂缝、横向裂缝、斜向裂缝、弧形裂缝、环形裂缝、水平裂缝、龟裂缝等。

(1) 纵向裂缝。此种裂缝的特征是在水平面上的走向与坝轴线平行或基本上平行。纵向裂缝的出现和发展是滑坡甚至溃坝的重要信息。主要发生在:① 坝基不结实的情况;② 坝壳不密实的均质坝;③ 坝身不密实的斜墙坝;④ 坝基地形不好的情况;⑤ 坝基或坝底有高压压缩的淤泥地层存在的情况。

(2) 横向裂缝。此种裂缝的特征是:① 主裂缝的走向在水平面上正交于坝轴线或基本上正交于坝轴线;② 一般发生在坝的两端;③ 一般沿高程垂直向下或略微倾斜。横向裂缝的发生和发展,通常成为坝体渗流破坏的主要通道,危及坝体安全,必须高度重视。

(3) 斜向裂缝。特征是主裂缝的走向在水平面上既不平行又不正交于坝轴线。这种裂缝的发生,可以连通坝体存在的纵、横向裂缝,酿成事故。

(4) 弧形裂缝。主裂缝在平面上呈弧形或椭圆形,或者在纵向裂缝的两端呈弧形。这种裂缝多半是坝坡滑动的先兆,须引起高度重视。

(5) 环形裂缝。裂缝呈圆形或椭圆形回环,甚至呈多圈同心圆状。这种裂缝的出现,多预示塌洞即将发生,一般出现在严重渗透冲蚀的通道附近。

(6) 水平裂缝。主裂缝的平面为水平面或接近水平面。

(7) 龟裂缝。裂缝无一定的走向,交错杂乱,形如龟壳花纹,这种裂缝对土石坝来说多为干缩产生,只需加以适当处理,影响不是十分严重。

2.5.2 坝体变形分析的经验方法

(1) 相对沉降率法

相对沉降率即指竖向位移与坝高的比率。相对沉降率小,坝不会裂缝;相对沉降率大,则坝可能会产生裂缝。顾金臣教授在整理了国内 45 座,国外 10 座土石坝之后指出:竣工后的相对沉降率 $<1\%$ 的坝都不裂缝;竣工后相对沉降率 $>3\%$ 的坝都裂缝;竣工后相对沉降率在 $1\% \sim 3\%$ 范围内的坝,有

的裂缝,有的不裂缝。竣工后的相对沉陷率是指坝竣工后至沉陷稳定,这个时期的沉陷量与坝高的比率。理论上讲,这个时间是无穷大的,但实际上,竣工后 3~5 年大多数坝体的沉陷已经稳定。当然,由于产生裂缝的因素除竖向位移外,还有水平位移及土的抗拉强度等,在相对沉降率中只考虑了竖向位移一项,虽然不全面,但如果竣工后的相对沉降率只有 1% 的话,则说明坝的填土压实质量是好的,坝一般不会产生裂缝。

(2) 不均匀沉降斜率法

不均匀沉降率法又称倾度法,该方法发展到今天,已经超出了纯经验方法的范畴,特别是南科院对此方法进行了多年研究之后,由于在试验方法,判别标准等方面取得了进展,已经越来越显示出其在裂缝判别方面的生命力。

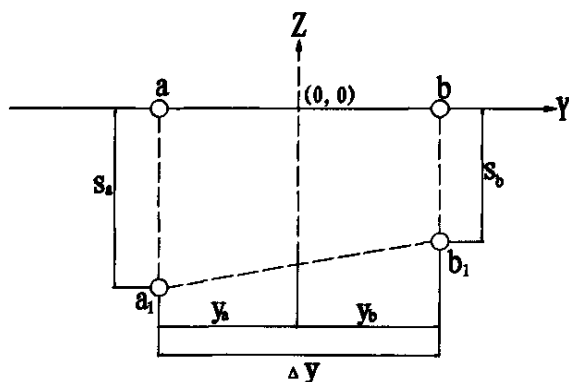


图 2-4 倾度示意图

如图 2-4 所示:在坝身同一高程 z 处,有 a 、 b 两个观测点,两点间的水平距离为 Δy ,从坝体填筑至 z 高程之日 t_1 至某一计算时期 t_2 之间的累计沉降量,分别测得为 S_a 和 S_b ,定义两点间沿水平距离的平均沉降差为两点间的不均匀斜率,即倾度 γ 。

$$\gamma(t) = \frac{\Delta S(t)}{\Delta y} = \frac{S_a(t) - S_b(t)}{|y_a - y_b|} \quad (2-30)$$

式中: $t = t_1 - t_2$ 。

从上式可知,倾度是考虑两点间的变形差问题,它实质上是反映了水平土层遭受竖向应变的程度,对于 a 、 b 两点在某一时刻 t 是否破裂的问题,可按式判别:

$$\gamma/\gamma_c < 1 \quad \text{不破坏}$$

$$\gamma/\gamma_c = 1 \quad \text{临界状态} \quad (2-31)$$

$$\gamma/\gamma_c > 1 \quad \text{破坏}$$

γ_c 称为破坏临界倾度值, 有两种方法可求得: 一是用土梁挠曲实验, 实测某种土料的临界倾度值

$$\gamma_c = \Delta Sf / \Delta t \quad (2-32)$$

对常规的土料, 试验求得的 γ_c 值随条件的不同在 0.5%~1.8% 范围内变化。

另一种方法是实地调查, 如一个坝在某坝段已经开裂, 且在开裂段有 ΔS 值, 则可求得 γ_c 值作为其余坝段的开裂判别标准。

2.5.3 坝体变形分析的有限元方法

由于岩土材料的非均质、非线性的性状以及几何形状的任意性、不连续性等因素, 使得土体在受力后的性状非常复杂, 在多数情况下不能获得解析解, 因而不得不采用与实际情况相差很大的各种假定和简化, 作为求解微分方程的一种实用的数值分析方法。有限单元法伴随着数值模拟理论的成熟和计算机的广泛应用而得到了工程界的广泛重视。它有几个突出的优点: (1) 可以用于求解非线性问题; (2) 易于处理非均质材料, 各向异性材料; (3) 能适应各种复杂的边界条件。岩土材料恰恰存在这几方面的问题, 因此适宜采用有限元法。自 1966 年美国 Clough 和 Woodward 首先使用有限元法分析土石坝以来, 有限元在岩土工程中的应用迅速发展, 并取得了巨大进展。

2.5.3.1 平面等参元分析

(1) 问题的提出

在平面问题的有限元法中, 最常用的是三角形单元和矩形单元, 这两类单元形状简单、规整, 单元的各种基本矩阵的求解比较容易且有显式表示, 单元的特性也好掌握, 程序编制较为容易。但三角形单元的精度较低, 应力结果不便于整理, 在土体非线性分析时土体单元应力值在成千上万次的迭代修正中会造成很大的误差。而矩形单元虽克服了上述缺点, 但它不适应曲线边界, 也不能适应网格划分的任意要求。

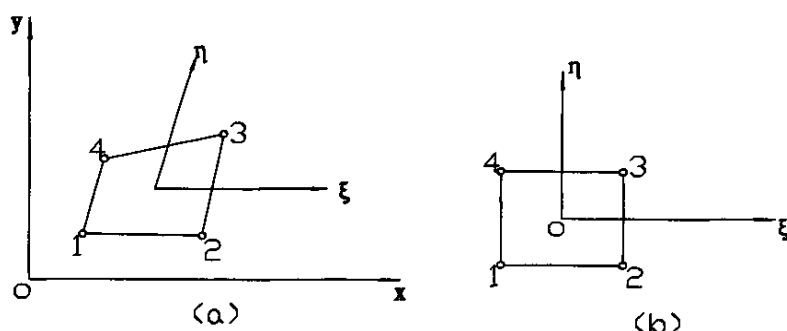


图 2-5 平面四节点等参单元

如果改用图 2-5(a)所示任意四边形单元, 而仍采用矩形单元的位移函数, 则可克服矩形单元的上述缺点而保持它的高精度优点。可是这样却破坏了相邻单元之间在公共边界上的位移连续性, 因为在直角坐标系 xy 中, 矩形单元的位移函数沿任何倾斜于 x 轴或 y 轴的直线的变化是非线性的。为此, 可以通过坐标变换的办法来解决。先选择一个坐标系 $\xi \eta$, 经坐标系的变换使得在直角坐标系 xy 中的任意四边形单元在坐标系变换后变成矩形单元, 那么上述的问题便得到解决。这就是说, 通过从自变量 (x, y) 到自变量 (ξ, η) 的坐标变换, 使得 xy 平面上的四边形转化为 $\xi \eta$ 平面上的以原点为中心、边长为 2 的正方形, 并使得 xy 坐标系平面上的结点 1, 2, 3, 4 分别对应于 $\xi \eta$ 坐标系平面上的结点 1, 2, 3, 4, 如图 2-5(b)所示。这个坐标变换不是对整个结构进行的, 而是对每个单元分别进行的, 所以 $\xi \eta$ 属于局部坐标系, 而 xy 称为整体坐标系。

(2) 位移函数

为了实现上述坐标变换, 鉴于局部坐标系 $\xi \eta$ 下的四边形是正方形, 因而它的位移函数完全可以仿照矩形单元的位移函数, 取为:

$$u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 = \sum_{i=1}^4 N_i u_i \quad (2-33)$$

$$v = N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + N_4 v_4 = \sum_1^4 N_i v_i \quad (2-34)$$

其中形函数 N_i 为:

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta) \quad (i=1,2,3,4) \quad (2-35)$$

位移函数在四边形单元的每一边上是 ξ 或 η 的线性函数, 其值可以由该边上两个结点的位移值所决定。因此, 在局部坐标系下, 以上三式所表示的位移函数反映了位移在相邻单元的公共边界上的连续性。

(3) 坐标变换

建立局部坐标与整体坐标之间的变换式。沿任何一条 ξ 等于常数的直线上, x, y 都随 η 呈直线变化, 同样, 沿任何一条 η 等于常数的直线上, x, y 都随 ξ 呈直线变化, 因而可以采用与位移函数相似的形式来描述两种坐标系之间的关系。故将坐标变换式也取为:

$$x = N_1 x_1 + N_2 x_2 + N_3 x_3 + N_4 x_4 = \sum_1^4 N_i x_i \quad (2-36)$$

$$y = N_1 y_1 + N_2 y_2 + N_3 y_3 + N_4 y_4 = \sum_1^4 N_i y_i \quad (2-37)$$

这种位移模式和坐标变换式采用相同的形函数单元, 称为等参数单元。

2.5.3.2 雅可比矩阵及变换行列式

平面问题有限元法中, 确定矩形单元的应变、应力及刚度矩阵的公式是:

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} = [B]\{\delta\}^e \quad (2-38)$$

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{\delta_e\} \quad (2-39)$$

$$[K_e] = \iint [B]^T [D][B] dx dy \quad (2-40)$$

上面各式中的几何矩阵 $[B]$ 按式(2-36)、(2-37)容易求得:

$$[B] = [B_1 B_2 B_3 B_4] \quad (2-41)$$

$$[B_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (i=1, 2, 3, 4) \quad (2-42)$$

由于 $[B]$ 中要用到形函数对整体坐标的微分，形函数是用局部坐标 (ξ, η) 表示的，于是要进行坐标变换，使一切计算均在局部坐标系内进行，由复合函数求导公式，有：

$$\frac{\partial N_i}{\partial \xi} = \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \xi}, \quad \frac{\partial N_i}{\partial \eta} = \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \eta}$$

写成矩阵形式有：

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (2-43)$$

式中 $[J]$ 为变换矩阵，又称雅可比矩阵，其表达式为：

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{bmatrix} \quad (2-44)$$

将式(2-43)改写，于是形函数对 x, y 的导数可表示为：

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (i=1, 2, 3, 4) \quad (2-45)$$

其中 $[J]^{-1}$ 为雅可比矩阵的逆矩阵。再将式(2-45)代入式(2-38)就可求得局部坐标系下的几何矩阵 $[B]$ ，从而求得应变和应力。

式(2-40)是在总体坐标下求单元刚度矩阵的公式，现在要在局部坐标系

下形成单元刚度矩阵, 因此, 积分也相应地由 \iint 变换成 $\int_{-1}^1 \int_{-1}^1$, 由矢量代数可求得:

$$dxdy = |J|d\xi d\eta \quad (2-46)$$

式中 $|J|$ 为雅可比矩阵的行列式。将式(2-46)代入式(2-40)则可以得到:

$$[K_e] = \iint [B]^T [D][B] dxdy = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D][B] |J| d\xi d\eta \quad (2-47)$$

有了式(2-46)和式(2-47)就可以实现局部坐标系下进行单元刚度矩阵计算的要求。

2.5.3.3 高斯积分法

在有限元分析中多采用数值积分, 即在单元内选出某些积分点, 算出被积函数在这些积分点处的函数值, 然后用对应的加权系数乘上这些函数值, 再求出总和, 将其作为近似的积分值。平面等参单元的二维高斯积分公式可写为:

$$\begin{aligned} I &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(\xi, \eta) d\xi d\eta = \int_{-1}^1 \left[\sum_{i=1}^n H_i f(\xi, \eta) \right] d\eta \\ &= \sum_{j=1}^n H_j \left[\sum_{i=1}^n H_i f(\xi_i, \eta_j) \right] = \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n H_i H_j f(\xi_i, \eta_j) \end{aligned} \quad (2-48)$$

式中:

n —积分点在 ξ 方向和 η 方向的个数, 即所取积分点的数目;

i, j —同一积分点在 ξ 方向和 η 方向的编码号;

$f(\xi_i, \eta_j)$ —被积函数 f 在积分点 i, j 处的函数值;

H_i, H_j —积分点在 ξ 方向和 η 方向的一维加权系数。

形成平面等参元单元刚度矩阵的公式可以写成:

$$[K_e] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D][B] J |d\xi d\eta| = \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n H_i H_j ([B]^T [D][B] J) \quad (2-49)$$

式中, $[B]$ 和 $|J|$ 都是对应高斯积分点的计算值。

根据各单元在节点处力的平衡条件可以得到:

$$[K]\{\delta\} = \{F\} \quad (2-50)$$

式中:

$[K]$ —总体刚度矩阵

$\{\delta\}$ —节点位移列阵

$\{F\}$ —节点力列阵

由于土的应力—应变关系采用的是非线性模型, 土的模量值并非常数, 而与土体的应力状态和应力历史有关, 是应力的函数, 因此有限元一般表达式(2-50)中的刚度矩阵 $[K]$ 也是位移 $\{\delta\}$ 的函数, 方程呈非线性。解非线性方程组的方法可分为三类, 即增量法、迭代法和混合法。增量法是把荷载分成若干小的荷载部分(或称荷载增量), 每次施加一个荷载增量, 在施加每级增量的区间内, 假设方程是线性的, 也即对于每级增量, 假设刚度矩阵 $[K]$ 为固定的值。但对于不同级的荷载增量, $[K]$ 则取不同的值。对于每一级加载, 都求出位移的增量 $\{\Delta\delta\}$, 进而把这些位移增量都累加起来, 就给出任一加载时的总位移。

2.6 水平滑动稳定性分析

2.6.1 基本原理

水平滑动稳定性是指在土压力和其他外力作用下, 基底摩阻力抵抗土石坝滑移的能力, 可用滑动稳定系数 kc 表示, 即作用于土石坝的最大可能的抗滑力与实际滑动力之比, 如果 kc 大于规定的最小稳定系数, 即认为结构是稳定的^[6]。在一般情况下有:

$$kc = \frac{\sum Nf}{\sum E_H} \quad (2-51)$$

式中： $\sum N$ —包括土石坝自重 G 、坝坡主动土压力的竖直分力 E_y 、坝顶上的有效荷载 W_0 以及其他一些附加力系等；

$\sum E_H$ —土石坝内侧的水平力，包括主动土压力、水压力、水的渗透压力以及地震力等的水平分力；

f —基底摩擦系数，其数值可通过现场试验测定，如无试验值，可参考表 2-3。

表 2-3 基底摩擦系数 f

地 基 类 别	f
软塑粘土	0.25
硬塑粘土	0.30
砂粘土、粘砂土、半干硬的粘土	0.30~0.40
砂类土	0.40
碎石质土	0.50
软质岩	0.40~0.60
硬质岩	0.60~0.70

沿基底的滑动稳定系数 kc 不应小于 1.3，考虑到附加力时， kc 不小于 1.2。但设计坝高大于 12~15m 时，应注意加大 kc 值，以保证土石坝的抗滑稳定性。

2.6.2 坝体受力计算

水利工程中的土石坝在内侧主要受到水压力的作用，本文主要研究弃渣类土石坝，此类坝内侧主要受到填土土压力的作用，因此下文只对土压力的计算方法讨论，对水压力的计算不再赘述。

2.6.2.1 无水情况下土压力计算

当坝内填土时，坝体将受到填土的土压力作用，坝体的受力面通常情况

下为倾斜的平面，用库仑土压力理论计算坝内填土对坝体的主动土压力的表达式为：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + i)}} \right]^2} \quad (2-52)$$

式中：

γ —填土容重；

H —墙背高度；

φ —填土内摩擦角；

δ —墙背摩擦角；

i —填土表面的倾斜角；

α —墙背与铅垂线的夹角，即墙背倾斜角，注意当墙背仰斜时 α 值为正，俯斜时为负。

主动土压力的水平分力 E_x 和竖直分力 E_y 分别为：

$$E_x = E_a \cos(\delta - \alpha) \quad (2-53)$$

$$E_y = E_a \sin(\delta - \alpha) \quad (2-54)$$

2.6.2.2 浸水情况下土压力计算

填土在浸水情况下应考虑水对填土的影响。填土受到水的浮力作用，使土压力减小；砂性土的内摩擦角受水的影响不大，可认为浸水前后不变，但粘性土浸水后应考虑到其抗剪强度的降低。

(1) 浸水后填土的 φ 值不变的土压力计算

在假定填土的 φ 值不变的条件下，则主动土压力系数 K_a 也不变。当坝后填土表面水平时，破裂角 θ 不受浸水的影响；当填土表面倾斜或有荷载作用时，则破裂角 θ 受浸水的影响而略有变化。虽然破裂角 θ 有变化，但对土压力的计算影响不大，加之影响浸水土压力计算的因素复杂，为简化计算，可进一步假设浸水后破裂角 θ 不变。当 φ 、 θ 都不变时，浸水挡土墙的土压

力, 可采用不浸水时的土压力 E_a 减去计算水位以下因浮力影响而减小的土压力 ΔE_b :

$$\left. \begin{aligned} E_b &= E_a - \Delta E_b \\ \Delta E_b &= \frac{1}{2}(\gamma - \gamma')H_b^2 K \end{aligned} \right\} \quad (2-55)$$

式中: γ' —填土的浮容重

(2) 浸水后填土的 φ 值变化的土压力计算

当考虑浸水后填土的 φ 值降低时, 应以计算水位为界, 将填土的上下部分视为不同性质的土层, 分层计算土压力。计算中, 先求出计算水位以上填土的土压力 E_1 , 然后再将上层填土重力作为超载, 计算浸水部分的土压力 E_2 。上述两部分土压力 E_1 和 E_2 的矢量和即为总土压力 E_b 。在计算浸水部分的土压力 E_2 时, 将上部土层(计算水位以上部分的填土)及其上的荷载按浮容重 γ' 换算为均布土层, 作为浸水部分的超载, 均布土层的厚度 h_b 为:

$$h_b = \frac{\gamma}{\gamma'}(h_0 + H - H_b) \quad (2-56)$$

2.6.2.3 浸水情况下水平滑动检算

坝体浸水时, 除要考虑一般力系以外, 尚应考虑浸水时的附加力系, 主要为坝内外侧的静水压力、动水压力及基底的上浮力。

(1) 坝内外侧的静水压力

设坝内侧的水位高度为 H_{b1} , 坝外侧的水位高度为 H_{b2} , 水的容重为 γ_w , 则作用于坝内侧和外侧的静水压力分别为 J_1 和 J_2 :

$$J_1 = \frac{1}{2}\gamma_w H_{b1}^2 \frac{1}{\cos \alpha'} \quad (2-57)$$

$$J_2 = \frac{1}{2}\gamma_w H_{b2}^2 \frac{1}{\cos \alpha} \quad (2-58)$$

式中: α' —内侧坝坡与铅垂线的夹角;

α —外侧坝坡与铅垂线的夹角。

作用于坝内侧及外侧的竖向静水压力之和为:

$$J_y = J_2 \sin \alpha + J_1 \sin \alpha' = \frac{1}{2} \gamma_w (H_{b2}^2 \operatorname{tg} \alpha + H_{b1}^2 \operatorname{tg} \alpha') \quad (2-59)$$

考虑到 $H_{b1} - H_{b2}$ 段要计算动水压力, 计算水平净水压力差时不应计入,

则作用于坝内侧及外侧的水平静水压力差为:

$$\begin{aligned} J_x &= \left[J_1 \cos \alpha - \frac{1}{2} \gamma_w (H_{b1} - H_{b2})^2 \frac{1}{\cos \alpha} \cos \alpha \right] - J_2 \cos \alpha' \\ &= \frac{1}{2} \gamma_w (2H_{b1}H_{b2} - H_{b1}^2) - \frac{1}{2} \gamma_w H_{b1}^2 \end{aligned}$$

$$\text{即: } J_x = \gamma_w H_{b2} (H_{b1} - H_{b2}) \quad (2-60)$$

(2) 动水压力

当外侧坝坡中出现渗透水流时, 坝体内侧则作用有动水压力 D , 其值按下式计算:

$$D = I \gamma_w \Omega \quad (2-61)$$

式中: Ω —破裂棱体内产生动水压力的浸水面积, 可近似地按下式计算:

$$\Omega = \frac{1}{2} (H_{b1}^2 - H_{b2}^2) (\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \alpha) \quad (2-62)$$

式中: θ —计算土压力时的破裂角。

动水压力 D 作用于 Ω 面积的形心, 其方向平行于 I (水力坡降)。

(3) 作用于基底的上浮力

作用于基底的上浮力 P 与坝体所排开水的体积及地基的透水性有关, 一般可按下式计算:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w (H_{b1} + H_{b2}) B \lambda \quad (2-63)$$

式中: λ —上浮力折减系数, 对于透水的或不能肯定透水与否的地基, $\lambda = 1.0$; 对于岩石地基或基底与岩石间灌注混凝土的地基, 认为是相对不透水的, $\lambda = 0.5$ 。

B —基底宽度。

2.7 抗震稳定性分析

土石坝在地震时由于受到地面突然运动的影响,在坝体内引起了相应的惯性力,这些惯性力的作用改变了坝体原来的受力状态,从而会影响坝体的稳定性,所以在设计地震区的土石坝时,必须要核算土石坝在地震时的稳定性。

位于地震区的土石坝,在地震时,坝体内将产生一个地震惯性力 P_c ,其作用的方向决定于地震加速度的方向,在设计中常取其作用方向与边坡稳定性最不利方向一致,即与坍滑土体滑动的方向一致,而惯性力的作用点,则取在土体的重心处。

为方便起见,通常将惯性力分解为水平向地震惯性力 P_{HC} 和竖直向地震惯性力 P_{VC} ,水平向地震惯性力的方向与坍落土体滑动的方向一致,竖直向地震惯性力的方向可以是向上的或向下的,以不利于边坡的稳定为准。在一般的土石坝的抗震设计中,可以仅考虑水平向的地震惯性力,而位于 8 度以上地震区的 I、II 级土石坝,则应考虑竖直向地震惯性力的影响。

地震惯性力的大小与土体的质量,地震加速度的大小,边坡的高度和形状等因素有关,并且与建筑物所在地点的地形地质条件和地基特性也有关系。根据动力分析可知,地震加速度的分布是从地面沿坝高向上逐渐增大的,如果以地面为 1,则其增大的倍数随高度 H 而变,我国地震设计规范中建议采用表 2-4 中所示的坝体动态分布图形。

作用在计算土体重心 i 处的水平向地震惯性力 P_{HC} 可按式计算:

$$P_{HC} = k_H c_z \alpha_i G_i \quad (2-64)$$

式中 k_H - 水平向地震系数,为地面水平最大加速度的统计平均值与重力加速度的比值,可根据地震的设计烈度由表 2-5 中查得;

c_z - 综合影响系数,取 $c_z = \frac{1}{4}$;

α_i - 土石坝坝体动态分布系数,按表 2-4 采用;

G_i —计算土体的重量。

竖直向的地震惯性力, 根据设计实践和分析研究, 可取其等于水平向地震惯性力的 $\frac{1}{3}$, 即:

$$P_{vc} = \frac{1}{3} k_H c_z \alpha_i G_i \quad (2-65)$$

表 2-4 土石坝坝体动态分布系数

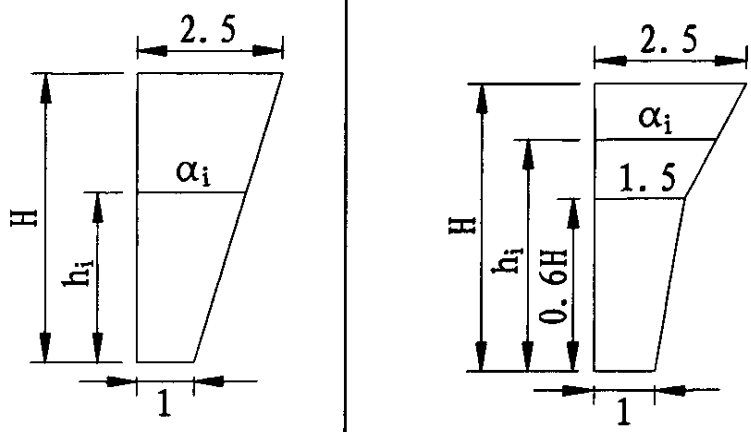
垂直向	水平向	
$H \leq 150m$	$H \leq 40m$	$40m \leq H \leq 150m$
		

表 2-5 水平向地震系数 k_H 值

地震设计烈度	7	8	9
系数 k_H	0.1	0.2	0.4

考虑地震作用时, 2.2.1 中计算无黏性土石坝坡的安全系数时就要计入地震产生的附加力。则作用在 AC 上的下滑力为:

$$S = (W \pm P_{vc}) \cdot \sin \alpha + P_{HC} \cdot \cos \alpha \quad (2-66)$$

在 AC 面上由土的抗剪强度产生的抵抗滑体 $ABCD$ 下滑的抗滑力为:

$$R = [(W \pm P_{vc}) \cdot \cos \alpha - P_{HC} \sin \alpha] \cdot \tan \varphi \quad (2-67)$$

则安全系数 F_s 为:

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{[(W \pm P_{VC}) \cdot \cos \alpha - P_{HC} \sin \alpha] \cdot \tan \varphi}{(W \pm P_{VC}) \cdot \sin \alpha + P_{HC} \cdot \cos \alpha} \quad (2-68)$$

同理在 2.2.2 中计算黏性土石坝坡的安全系数时也要计入地震产生的附加力。则用瑞典圆弧法计算安全系数时,作用在单个土条上的下滑力 S_i 和抗滑力 R_i 分别为:

$$S_i = (W_i \pm P_{VC}) \cdot \sin \alpha_i + P_{HC} \cos \alpha_i \quad (2-69)$$

$$R_i = [(W_i \pm P_{VC}) \cdot \cos \alpha_i - P_{HC} \sin \alpha_i] \tan \varphi + cl_i \quad (2-70)$$

则坝坡的安全系数为:

$$F_s = \frac{r \cdot (\sum cl_i + \sum R_i + \sum S')}{r \cdot \sum S_i} = \frac{\sum cl_i + \sum R_i + \sum S'}{\sum S_i} \quad (2-71)$$

通过上述对现行坝体稳定性分析的方法比较分析可以发现,影响坝体稳定性的因素很多,本文按照坝体破坏的形式对其归类。影响局部坝坡稳定的主要因素有:土的粘聚力 c 、土的内摩擦角 φ 、土的容重 γ 、破裂面的倾角 α 、浸润线的形状和高度、渗水的平均坡降 i 等;影响渗透稳定的因素有:土的颗粒密度、土颗粒的级配、土的孔隙率、土的渗透系数等;影响坝体沉降的因素有:土体的密实度、沉降的倾度、相对沉降率等;影响水平滑动稳定的因素有:土的容重、土的内摩擦角、坝体内外侧坝坡的倾角及与铅垂线的夹角、基底的摩擦系数、坝内填土的倾斜角、坝体内外侧水位的高度、浸润线的高度等;此外,地震中震级的大小、产生的附加力的大小,漫坝中降雨的大小、形成的径流的大小、风速的大小等等。在这些影响坝体稳定的因素中,很多是非确定性的,而定值的稳定性分析方法把它们当作确定性因素来考虑,显然与实际不符。

第 3 章 可靠性分析基本原理

前述坝体稳定性的分析方法是目前工程中所采用的最基本的方法, 这些方法在概念上分析是清楚的, 但其所采用的计算参数都有它的不确定性, 设计者在选用这些参数时往往带有一定的经验性, 总是偏于安全值, 且为了保证工程的安全, 往往加入一个大于 1 的安全系数, 以弥补难以预料的不利因素对坝体稳定的影响。然而, 即使这样也不能确保坝体是安全的。1969 年梅耶霍夫在《土力学的安全系数》一文中给出的资料表明: 当土坡的安全系数等于 1.5 时, 土坡可能出现 $10^{-2} \sim 10^{-3}$ 的破坏概率。因而一个大于 1 的安全系数不能完全说明结构的稳定程度有多大。可靠性分析理论引入了概率论与统计学的概念, 用数理统计的方法来确定结构的安全性。用此方法来预估结构的破坏概率, 较好地考虑了结构的不确定性, 使结构的定量分析有了更为明确的意义。

3.1 可靠度的几个基本概念

3.1.1 可靠性与可靠度

结构可靠性是结构的安全性、适用性和耐久性的总称, 可靠度是其数值量度, 定义为: 结构在规定的时间内, 在规定的条件下, 完成预定功能的概率^[7]。这里所说的“规定时间”是指结构的设计基准期; “规定条件”是指结构正常设计、正常施工和正常使用的条件, 即不考虑人为过失的影响; “预定功能”就是指结构的安全性、适用性和耐久性。

3.1.2 功能函数与结构状态

针对工程结构所要求的功能, 把影响结构可靠度的有关因素作为基本变量 X_1, X_2, \dots, X_n , 由这些基本变量组成的描述结构功能的函数:

$$Z = g_X(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3-1)$$

称为结构功能函数。若把影响结构作用方面的基本变量组合成综合作用效应 S ，抗力方面的基本变量组合成综合抗力 R ，从而结构的功能函数为 $Z = R - S$ 。

结构在使用过程中可能出现 3 种状态：可靠状态、失效状态、极限状态。可靠状态是指结构能够完成要求的功能，失效状态是指结构不能完成要求的功能，结构由可靠状态到失效状态需有一个界限，这一界限称为结构的极限状态。若利用结构功能函数描述各状态，各状态可表示为可靠状态：

$$Z = g_X(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0 \quad (3-2)$$

失效状态：

$$Z = g_X(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0 \quad (3-3)$$

极限状态：

$$Z = g_X(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3-4)$$

式(3-4)就是结构的极限状态方程。

3.1.3 可靠度与失效概率

根据结构可靠度及结构状态的概念，结构的可靠度（或可靠概率） P_s 和失效概率 P_f 可以分别用下式来计算：

$$P_s = P(Z > 0) \quad (3-5)$$

$$P_f = P(Z < 0) \quad (3-6)$$

显然有 $P_s + P_f = 1$ ，基于计算和表达上的方便，常用失效概率 P_f 来度量结构的可靠性，若已知结构功能函数 Z 的概率密度函数 $f_z(z)$ ，则

$$P_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f_z(z) dz \quad (3-7)$$

而实际中 Z 的概率分布很难知道，一般情况下只能知道其表达式中各随机变

量的概率分布，设式(2-1)的中基本变量的联合概率密度函数为 $f_x(x_1, x_2, \dots, x_n)$ ，则结构的失效概率表示为：

$$P_f = \iiint_{x < 0} \dots \int f_x(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3-8)$$

若各基本随机变量相互独立，则

$$P_f = \iiint_{x < 0} \dots \int f_{x_1}(x_1) f_{x_2}(x_2) \dots f_{x_n}(x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3-9)$$

式中 $f_{x_i}(x_i)$ 为基本随机变量 X_i 的概率密度。

3.1.4 可靠指标

由式(3-8)和(3-9)可见，当基本变量比较多时，计算结构的失效概率需要计算一个高维积分，将是比较困难的，因而引入了计算简便、精度满足要求的可靠指标 β 。

假定 Z 服从正态分布，其平均值为 μ_z ，标准差为 σ_z ，则结构的失效概率为：

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_z(z) dz = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_z} \exp\left[-\frac{(z - \mu_z)^2}{2\sigma_z^2}\right] dz \quad (3-10)$$

作变换 $z = \mu_z + \sigma_z t$ ，即将 Z 标准正态化后，式(3-10)变为：

$$P_f = \int_{-\infty}^{\frac{\mu_z}{\sigma_z}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt = \Phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) \quad (3-11)$$

$$\text{设 } \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \beta, \text{ 则} \quad P_f = \Phi(-\beta) \quad (3-12)$$

结构的可靠度为：

$$P_s = 1 - P_f = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta) \quad (3-13)$$

这里的 β 就称为结构的可靠指标。

式(3-12)和(3-13)是在功能函数 Z 服从正态分布的条件下建立的，当 Z 不服从正态分布时，需将 Z 等效或近似为正态分布来计算，但这时求得的可靠指标 β 与可靠度、失效概率间不再具有(3-12)和(3-13)的精确关系，但如果采用比较好的近似计算方法，仍能求得比较好的结果。

下面讨论可靠指标 β 的几何含义：

1. 单个正态随机变量 Z 的情形

图 3-1(a) 是正态随机变量 Z 的概率密度曲线，图 3-1(b) 是标准正态化 Z 的概率密度曲线，图中阴影部分面积表示失效概率，可以看出 β 的几何意义就是坐标原点 O 到失效边界的距离。

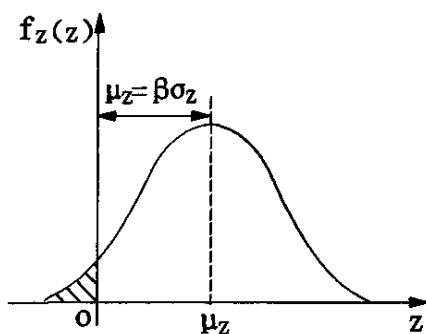


图 3-1(a) 正态概率密度曲线

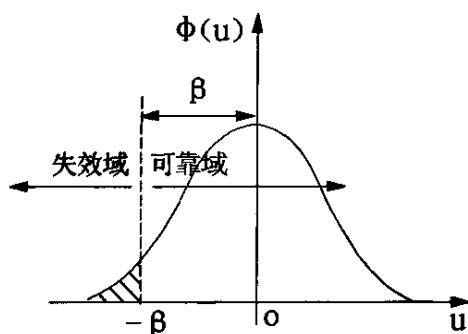


图 3-1(b) 标准正态概率密度曲线

2. 两个正态随机变量 R 和 S 的情形

对于用两个综合变量表示的功能函数 $Z = R - S$ ，设 R 和 S 均服从正态分布，平均值为 μ_R, μ_S ，标准差为 σ_R, σ_S ，则 Z 也是正态分布，且 $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$ ，

$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ ，可靠指标为：

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3-14)$$

两个正态随机变量 R 、 S 表示的极限状态方程为：

$$Z = R - S = 0 \quad (3-15)$$

在直角坐标系 ROS 中是一条直线， $\hat{R}\hat{O}\hat{S}$ 是 ROS 经过平移后的坐标系，如图 3-2 和图 3-3，其两坐标关系为：

$$\hat{R} = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R}, \quad \hat{S} = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (3-16)$$

从式(3-16)中解出 R 和 S ，代入式(3-15)得坐标系 $\hat{R}\hat{O}\hat{S}$ 中的极限状态方程表达式为：

$$\hat{R}\sigma_R - \hat{S}\sigma_S + \mu_R - \mu_S = 0 \quad (3-17)$$

式(3-17)还可用直线的法线式表示:

$$\hat{R}\cos\theta_R + \hat{S}\cos\theta_S - \overline{\hat{O}P^*} = 0 \quad (3-18)$$

式中 $\cos\theta_R$ 和 $\cos\theta_S$ 为法线 $\overline{\hat{O}P^*}$ 与各坐标向量的方向余弦:

$$\cos\theta_R = \frac{-\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, \quad \cos\theta_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3-19)$$

将式(3-17)中各项除以 $-\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, 并把式(3-19)中各项的值代入, 整理后得:

$$\hat{R}\cos\theta_R + \hat{S}\cos\theta_S - \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = 0 \quad (3-20)$$

比较式(3-18)和(3-20), 并对照式(3-14)得:

$$\overline{\hat{O}P^*} = \beta \quad (3-21)$$

所以可靠指标 β 是新坐标原点 \hat{O} 到失效边界的最短距离, P^* 是与结构最大可能失效概率对应的点, 称为设计验算点。

实际上, 式(3-16)是随机变量 R 和 S 的标准正态化过程, 得到的变量 \hat{R} 、

\hat{S} 的均值都为 0, 标准差都为 1, 新坐标系 $\hat{R}\hat{O}\hat{S}$ 是标准正态坐标系, 所以, 可靠指标 β 的几何意义是: 在标准正态坐标系中, 原点到极限状态面的最短距离。

对于功能函数是由多个正态随机变量组成的情形, 分析方法类似于以上两个正态变量的情形, 这时可靠指标 β 的几何意义是标准正态空间坐标系中

原点到极限状态曲面的最短距离。图 3-4 表示 3 个正态变量的情况, 图中 \hat{O} 到

曲面的最短距离 $\overline{\hat{O}P^*}$ 即为 β 值, 而 P^* 就是设计验算点。

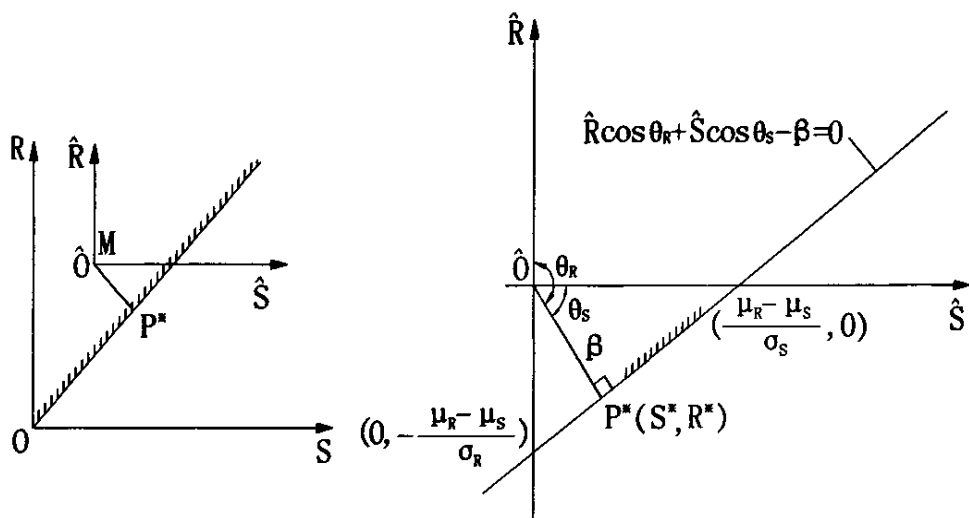
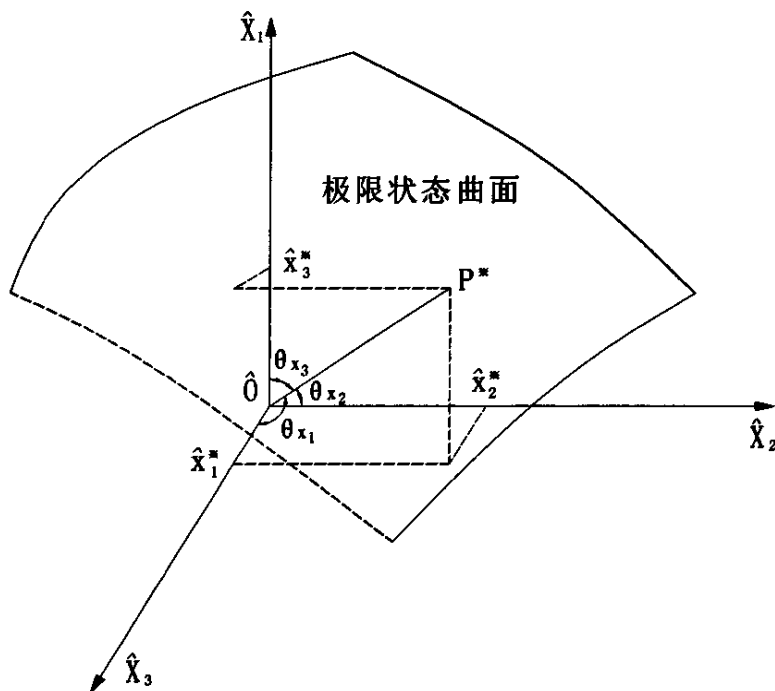
图 3-2 新坐标系中 β 位置图

图 3-3 变换坐标系后的失效边界图

图 3-4 标准空间坐标系中 3 个正态变量时 β 位置图

3.2 可靠性分析方法

目前,可靠性分析方法有:蒙特卡洛模拟法、一次二阶矩法(包括中心点法、验算点法等)、高次高阶矩法、优化法、统计矩法、随机有限元等等^[8]。其中,蒙特卡洛模拟法是一种统计实验法,随着计算机的发展而逐步发展。

它是一种直接求解失效概率的数值方法, 计算结果精度高, 常用来检验计算的准确性; 一次二阶矩法是指以基本随机变量相对独立为前提, 只考虑随机变量的前一阶矩(均值)和二阶矩(标准差)及功能函数的泰勒级数展开式的常数项和一次项来求解结构可靠指标。下面主要介绍一下蒙特卡洛模拟法和一次二阶矩法中的中心点法和验算点法。

3.2.1 蒙特卡洛模拟法

蒙特卡洛法又称为随机抽样法, 概率模拟法或统计试验法。该法是通过随机模拟和统计试验来求解结构可靠性的近似数值方法, 由于它以概率论和数理统计理论为基础, 故被一些物理学家以位于法国和意大利接壤的闻名于世的赌城蒙特卡洛命名, 以此来表示其随机性的特征。

根据大数定理, 设 $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ 是 n 个独立的随机变量, 若它们来自同一母体, 有相同的分支, 相同的有限均值 μ 和方差 σ^2 , 则对于任意 $\varepsilon > 0$ 有:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P\left(\left|\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i - \mu\right| \geq \varepsilon\right) = 0 \quad (3-22)$$

另有, 若随机事件 A 发生的概率为 $P(A)$, 在 n 次独立试验中, 事件 A 发生的频数为 m , 频率为 $W(A) = m/n$, 则对于任意 $\varepsilon > 0$ 有:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P\left(\left|\frac{m}{n} - P(A)\right| < \varepsilon\right) = 1 \quad (3-23)$$

蒙特卡洛法是从同一母体中抽取简单子样来做抽样试验。根据简单子样的定义, x_1, x_2, \dots, x_n 是 n 个具有相同分布的独立随机变量, 由式(3-22)和式(3-23)可知, 当 n 足够大时, $(\sum x_i)/n$ 依概率收敛于 μ , 而频率 m/n 依概率 1 收敛于 $P(A)$, 这就是蒙特卡洛法的理论基础。因此, 从理论上说, 这种方法的应用范围几乎没有什么限制。

当用蒙特卡洛法求解某一事件发生的概率时, 可以通过抽样试验的方法, 得到该事件出现的频率, 将其作为问题的解。在应用蒙特卡洛方法时, 由于需要进行大量的统计试验, 由人工进行如此之多的试验, 有很大的困难,

但电子计算机的发展,为蒙特卡洛方法提供了强有力的模拟工具,使该法得以应用于工程实践。

使用蒙特卡洛方法必须解决从母体中抽取简单子样的问题。通常,把从有已知分布的母体中产生的简单子样,称为由已知分布的随机抽样,简称为随机抽样。从 $[0, 1]$ 区间上有均匀分布的母体中产生的简单子样称为随机数序列 $(r_1, r_2 \cdots r_n)$, 而其中的每一个个体称为随机数。在计算机上用数学方法产生随机数,是目前使用较广,发展较快的一种方法。它利用数学递推公式来产生随机数,通常把这种随机数称为伪随机数。因为这种办法具有半经验的性质,所以得出的数只是近似地具备随机性质。

目前,广泛应用的一种产生伪随机数的方法是余同法。根据近世代数,用以产生在 $[0, 1]$ 上均匀分布的乘同余递推公式为:

$$x_i = \lambda x_{i-1} \pmod{M} \quad i = 1, 2, \dots \quad (3-24)$$

式中, λ 、 M 、和 x_0 都是预先选定的常数,该式的意义是以 M 除 λx_{i-1} 后得到的余数记为 x_i 。利用该式算出序列 $x_1, x_2, \dots, x_i \dots$, 将该序列各数除以 M , 则得到:

$$r_i = x_i / M \quad i = 1, 2, \dots \quad (3-25)$$

此即为第 i 个均匀分布的随机数 r_i , 如此得到随机数序列 $r_1, r_2, \dots, r_i \dots$, 因为 x_i 是除数为 M 的除法中的余数,所以必有 $0 \leq x_i \leq M$, 故知 $0 \leq r_i \leq 1$, 可知序列 $\{r_i\}$ 为在 $[0, 1]$ 上的均匀分布序列。

由式(3-24)可知,不同的 x_i 最多只能有 M 个,因而不同的 r_i 最多也只能有 M 个,所以产生的序列 $\{x_i\}$ 和 $\{r_i\}$ 是有周期 $L \leq M$ 的。产生 L 个数值之后就出现循环,即 $r_{i+L} = r_i$ 。发生循环后, r_i 的产生不能再视为随机数,这样,乘同余法只能产生 L 个随机数。但只要 L 充分大,则在同一个周期内的数有

可能经受得住数理统计中独立性和均匀性等的检验，这完全取决于参数 λ 、 M 和 x 的选择。这里，推荐下列参数：取 $x_0 = 1$ 或任意正奇数， $M = 2^k$ ， $\lambda = 5^{2q+1}$ ， k 和 q 都是正整数， k 愈大，周期就愈长。若计算机尾部字长为 n ，一般取 $L \leq n$ ， q 可选满足 $5^{2q+1} < 2^k$ 的最大整数。例如，选 $x_0 = 1$ ， $k = 36$ ， $q = 6$ 就有 $M = 2^{36}$ ， $\lambda = 5^{13}$ ，周期 L 为 2×10^{10} 。

有时，也用其他一些公式产生随机数，如混合同余法递推公式

$$\left. \begin{aligned} x_i &= (\lambda x_{i-1} + c) \pmod{M} \\ r_i &= x_i / M \end{aligned} \right\} \quad i = 1, 2, \dots \quad (3-26)$$

产生的随机数序列为 $r_i = x_i / M$ ， $i = 1, 2, \dots$ 。用该式通过适当选取参数可以改善伪随机数的统计性质。例如，若 c 取为正奇数， $M = 2^k$ ， $\lambda = 4q + 1$ ， x_0 取为任意非负整数，就可以产生随机性较好，且有最大周期 $L = 2^k$ 的随机数序列 $\{r_i\}$ 。

在结构的可靠性分析中，设结构的功能函数为：

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3-27)$$

则极限状态方程 $g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$ 把结构的基本变量空间分成失效区和可靠区两部分。失效概率 P_f 可表示为：

$$P_f = \int \cdots \int_{g(x) \leq 0} f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3-28)$$

其中， $f_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 是 x_1, x_2, \dots, x_n 的共同概率密度函数。若各基本变量是相互独立的，则有：

$$P_f = \int \cdots \int_{g(x) \leq 0} f_{X_1}(x_1) f_{X_2}(x_2) \dots f_{X_n}(x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3-29)$$

通常，式(3-28)和式(3-29)只对两个变量的情况能够积分得出结果，若多于两

个变量, 这种多重积分的求解是极端麻烦和困难的。但用蒙特卡洛方法能够解决这个问题, 且只要随机数序列足够大, 就能保证有足够的精度。

考虑各基本变量相互独立的情况, 设基本变量 x_1, x_2, \dots, x_n 分别有分布函数 $F_{x_1}(x_1), F_{x_2}(x_2), \dots, F_{x_n}(x_n)$, 因为 $F_{x_i}(x_i)$ 为 $[0,1]$ 区间上的一个数, 可以将其与蒙特卡洛法中产生的随机数相对应, 即令 $F_{x_i}(x_i) = r_i$, 这里, r_i 是由蒙特卡洛法产生的随机序列中的一个数。这样, 便可以得到 $x_i = F_{x_i}^{-1}(r_i)$, $i=1,2,\dots,n$ 。对于每一个 r_i 的值, 可以得到一组对应的基本变量的值 x_1, x_2, \dots, x_n 。将这组值代入功能函数 $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$, 便得出功能函数的一个取值。将该值与 0 比较, 若小于 0, 则在计算机程序中记入一次功能函数的实现; 若大于 0, 则不记入。这样在计算机中就完成了一次预定的计算, 再对另一个随机数重复进行这些计算, 直到完成预定的循环步骤为止。注意, 这里所定的循环步骤不能超过所产生的伪随机数。假设计算机中所进行的总的循环次数为 K 次, 得到 $Z \leq 0$ 的次数为 m 次, 则根据式(3-23), 只要 K 足够大, 便可以得出结构的失效概率(估计值)为:

$$\hat{p}_f = \frac{m}{K} \quad (3-30)$$

3.2.2 中心点法

设结构的功能函数为:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3-31)$$

极限状态方程为:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3-32)$$

其中 $X_i (i=1,2,\dots,n)$ 为结构的基本变量, 它们是相互独立的, 均值为 μ_{x_i} ,

标准差为 σ_{x_i} 。

由 $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ 生成的空间记为 Ω , (X_1, X_2, \dots, X_n) 表示 Ω 中的点。点

$M = (\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \in \Omega$, 称为 Ω 的中心点, 它以各基本变量的均值为坐标。

极限状态方程 $Z=0$ 所对应的曲面将空间 Ω 分为结构的可靠区和失效区, $Z=0$ 所对应的曲面称为失效边界。中心点 M 位于结构的可靠区内。

中心点法是在中心点 M 处将结构的功能函数 $Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 展开成泰勒级数, 并只取到一次项对结构的功能函数作线性化处理:

$$Z = g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{i=1}^n (X_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_M \quad (3-33)$$

此时, Z 的统计参数为:

$$\begin{cases} \mu_z = g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \\ \sigma_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\sigma_{x_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_M \right]^2} \end{cases} \quad (3-34)$$

式(3-34)是误差传递公式, 当功能函数 $Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 是线性函数或近似于线性函数时, 那么两式的计算结果比较准确; 若 $Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 为非线性函数时, 作线性化处理后, 两式仍可作为统计参数计算公式, 但做线性化处理后的误差是难免的。由式(3-34)及可靠指标的定义, 按中心点法计算结构可靠指标的公式为:

$$\beta = \frac{g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\sigma_{x_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_M \right]^2}} \quad (3-35)$$

计算得到可靠指标 β 后, 可按 $P_f = \phi(-\beta)$ 计算结构的失效概率, 并由此

计算结构的可靠度 $P_s = 1 - P_f$ 。

运用中心点法进行结构可靠度计算时, 不必知道基本变量的真实概率分

布, 只需知道其统计参数: 均值、标准差或变异系数, 即可按公式(3-35)计算出结构的可靠指标 β 和失效概率 P_f 。

中心点法存在一些明显的缺点, 在运算过程中有时会产生较大的误差, 甚至在运用中心点法计算时, 对于同一结构的几种等价的极限状态方程可得出不同的可靠性结果, 这使设计人员无所适从, 但中心点法概念清楚, 计算简单, 便于实际应用, 所以仍是目前常用的可靠度计算方法之一。

3.2.3 验算点法

很多学者针对中心点法的弱点, 对它提出改进的方法。这里介绍由原联邦德国的拉克维茨和菲斯勒提出的验算点法, 它经系统改进后作为结构安全联合委员会(JCSS)的文件附录推荐给土木工程界, 也称为 JC 法。这个方法被很多国家采用, 我国的《建筑结构设计统一标准》也是以该方法作为可靠性校准的基础。其特点是: 将随机变量中不服从正态分布的变量在设计验算点上以与正态分布等价的当量正态分布; 功能函数为非线性时, 要用泰勒级数展开式在设计验算点处展开, 经过不断迭代来求解结构的可靠指标。

3.2.3.1 非正态随机变量当量正态化

根据 R-F (拉克维茨—菲斯勒法) 当量正态化方法, 将非正态随机变量在验算点处当量正态化的条件有两个:

(1) 在设计验算点 X_i^* 处, 当量正态变量 X_i' (其平均值为 μ_{X_i}' , 标准差为 σ_{X_i}') 的分布函数值 $F_{X_i}'(x_i^*)$ 与原非正态变量 X_i (其平均值为 μ_{X_i} , 标准差为 σ_{X_i}) 的分布函数值 $F_{X_i}(x_i^*)$ 相等, 即: $F_{X_i}'(x_i^*) = F_{X_i}(x_i^*)$, 或:

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}'}{\sigma_{X_i}'}\right) = F_{X_i}(x_i^*) \quad (3-36)$$

由式(3-36)可求得当量正态分布的平均值 μ_{X_i}' 为:

$$\mu'_{x_i} = x_i^* - \Phi^{-1}[F_{x_i}(x_i^*)]\sigma'_{x_i} \quad (3-37)$$

(2) 在设计验算点 X_i^* 处, 当量正态变量 X'_i 的概率密度函数值 $f'_{x_i}(x_i^*)$ 与原非正态变量 X_i 概率密度函数值 $f_{x_i}(x_i^*)$ 相等, 即: $f'_{x_i}(x_i^*) = f_{x_i}(x_i^*)$, 或:

$$\frac{\phi\left[\frac{x_i^* - \mu'_{x_i}}{\sigma'_{x_i}}\right]}{\sigma'_{x_i}} = f_{x_i}(x_i^*)$$

$$\frac{\phi[\Phi^{-1}F_{x_i}(x_i^*)]}{\sigma'_{x_i}} = f_{x_i}(x_i^*) \quad (3-38)$$

由式(3-38)可求得当量正态分布的标准差 σ'_{x_i} 为:

$$\sigma'_{x_i} = \frac{\phi[\Phi^{-1}F_{x_i}(x_i^*)]}{f_{x_i}(x_i^*)} \quad (3-39)$$

式中, $\Phi(\bullet)$ 为标准正态分布函数, $\Phi^{-1}(\bullet)$ 为标准正态分布的反函数, $\phi(\bullet)$ 为标准正态分布的概率密度函数。

3.2.3.2 JC 法求解可靠指标

将功能函数式在验算点 $P^*(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ 处用泰勒级数展开为:

$$Z_L = g_X(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g_X(x^*)}{\partial X_i} (X_i - x_i^*) \quad (3-40)$$

其平均值和标准差为:

$$\mu_{Z_L} = g_X(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g_X(x^*)}{\partial X_i} (\mu'_{x_i} - x_i^*) \quad (3-41)$$

$$\sigma_{z_L} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial g_X(x^*)}{\partial X_i} \sigma'_{X_i} \right]^2} \quad (3-42)$$

可靠指标 β 为:

$$\beta \approx \frac{\mu_{z_L}}{\sigma_{z_L}} = \frac{g_X(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g_X(x^*)}{\partial X_i} (\mu'_{X_i} - x_i^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial g_X(x^*)}{\partial X_i} \sigma'_{X_i} \right]^2}} \quad (3-43)$$

式中, 对于 μ'_{X_i} 和 σ'_{X_i} , 当 X_i 为正态随机变量时, $\mu'_{X_i} = \mu_{X_i}$, $\sigma'_{X_i} = \sigma_{X_i}$ 。

由于实际上验算点是未知的, 只由式(3-43)并不能直接求得可靠指标的结果, 还需要其它条件, 由可靠指标的几何意义并结合图 3-4 可知验算点坐标和可靠指标之间具有如下关系:

$$x_i^* = \mu'_{X_i} + \beta \sigma'_{X_i} \cos \theta_{X_i} \quad (3-44)$$

式中, 角 θ 为图 3-4 中所示, $\cos \theta_{X_i}$ 为方向余弦, 并令 $\cos \theta_{X_i} = a_{X_i}$, 则:

$$a_{X_i} = \frac{-\frac{\partial g_X}{\partial X_i} \Big|_{P^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g_X}{\partial X_i} \Big|_{P^*} \right)^2}} = \frac{-\frac{\partial g_X}{\partial X_i} \cdot \frac{\partial X_i}{\partial X_i} \Big|_{P^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g_X}{\partial X_i} \cdot \frac{\partial X_i}{\partial X_i} \Big|_{P^*} \right)^2}} = -\frac{\frac{\partial g_X(x^*)}{\partial X_i} \sigma'_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial g_X(x^*)}{\partial X_i} \sigma'_{X_i} \right]^2}} \quad (3-45)$$

可以看出, 式(3-43)、(3-44)及式(3-45)是相互耦合的, 可靠指标 β 和验算点需要迭代计算。综上所述, JC 法计算可靠指标的步骤为:

(1) 假定初始验算点 $x^{*(0)} = (x_1^{*(0)}, x_2^{*(0)}, \dots, x_n^{*(0)})^T$, 一般可取

$$x^{*(0)} = (\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})^T;$$

(2) 对于非正态变量 X_i , 由式(3-37)和(3-39)计算 μ'_{X_i} 和 σ'_{X_i} ;

(3) 由式(3-43)计算 β ;

(4) 由式(3-45)计算 $a_{x_i} (i = 1, 2, \dots, n)$;

(5) 由式(3-44)计算新的验算点 $x^{*(1)} = (x_1^{*(1)}, x_2^{*(1)}, \dots, x_n^{*(1)})^T$;

(6) 若 $\|x^{*(1)} - x^{*(2)}\| < \varepsilon$, ε 为规定的允许误差, 则停止迭代, 所求 β 即为所要求的可靠指标。

可以看出, JC 法对于极限状态方程是线性且各随机变量都服从正态分布的情况, 求得的可靠指标和可靠度是精确的; 否则就要采用泰勒级数展开线性化和非正态变量当量正态化, 这样求得的结果是近似的。

3.2.4 其它算法

统计矩法是一种近似方法, 当各状态变量的概率分布为未知时, 只要利用它们的均值和方差, 就可以求得状态函数(安全系数或安全储备)的一阶矩(均值)、二阶矩(方差)、以及三、四阶矩, 从而求得结构的可靠指标, 且在状态函数值的假定概率分布下求得破坏概率 P_f 。

随机有限元法是在有限单元法的基础上发展起来的。随着有限单元法在结构分析、评价和设计中的深入发展, 对结构力学模型、影响应力及变形因素的定量化提出更高的要求, 期望为计算分析提供更合理的模型和更精确的数据。然而, 由于结构组成、强度、荷载条件以及力学状态的不确定性和变化性, 结构的力学参数并非常数, 而是一组随机变量, 用确定型分析方法不可能真实地描述结构的本征属性。因为再精确的计算数据, 也只是相对的经验性确认, 其分析结果自然会带有一定程度的局限性。因此, 近几年来, 国际上开始研究一个新的领域, 即探索随机模型与数值解法的结合, 以寻求数值方法的概率解答, 逐步发展成随机有限元法, 并正在走向工程应用。

响应面法是统计学的综合试验技术, 该方法是利用有限的试验数据, 通过回归分析, 拟和出解析表达式。通过响应面法, 将结构的功能函数近似地表示为随机变量的显式, 然后根据 JC 法的计算理论计算结构的可靠度。该方法可以提高可靠度的计算效率。

第4章 土石坝可靠性分析方法

4.1 土石坝可靠性分析方法的提出

由上文对各种可靠性分析理论的介绍可知：(1) 蒙特卡洛法由计算机产生随机数序列，也就是其所需的大量统计数据可由计算机随机产生，而不必到现场进行采集，可见它是一种数值方法，它只能给出结构在特定条件和特定设计参数下的特解，而给不出通解。但是它又和一般的数值计算方法不同，它不是孤立地纯数学地去求解各变量之间的关系，而是通过建立数学模型，进行模拟试验，然后从试验中得到各变量的值。(2) 使用中心点法计算时，虽然不必知道各基本变量的概率分布，但需要知道其均值和标准差，为了能够得到更加准确的值，这就需要大量的统计数据。(3) 验算点法要求各变量服从正态分布，也就是必须要知道各基本变量的概率分布，这就同样需要大量的统计数据。(4) 其它的各种可靠性分析理论几乎都需要大量的现场的统计数据。

通过对可靠性分析理论的比较发现，各种可靠性分析理论几乎都需要大量的现场统计资料，而蒙特卡洛法虽然可由计算机产生随机数序列，但仍需要知道各参数的实际分布，而对于土石坝工程，大量现场统计资料的获取通常很困难，参数的实际分布也很难知道，所以在对土石坝工程进行可靠性分析时，就需要寻求其它方法。

影响坝体稳定性的因素一般具有不确定性，可认为其是在不断地变化之中，当进行可靠性分析所需的大量统计数据难以获取时，尝试用在一定范围内改变功能函数各变量值的方法，获取进行可靠性分析所需的大量的数据。很显然，由这种方法获取的各变量的数据不一定符合变量的实际分布。

有了进行可靠度计算需要的数据资料，接下来就要选取合适的可靠度计算方法。验算点法和蒙特卡洛法是目前可靠度计算中的常用方法，普遍认为其计算的准确度较高。验算点法要求各变量服从正态分布，对不服从正态分布的点要当量正态化，而要得到各变量的实际分布却很困难，如假设其符合正态分布，可能会产生较大误差，比之中心点法其计算也更加繁琐。蒙特卡洛法可由计算机得到某变量 $[0, 1]$ 区间的一组随机数，但需要将其当作分布函数的值与变量值相对应，如假定其符合某种分布，仍然可能会产生较大误差，且编程和计算更加繁琐。中心点法虽然计算精度不高，但是不必知道各

变量的实际概率分布, 而只需要知道其均值和方差即可计算可靠指标, 虽然可能会产生较大误差, 但其计算简单明了, 便于应用, 由于以上原因, 本文选用中心点法进行可靠度计算。

4.2 土石坝的可靠度计算

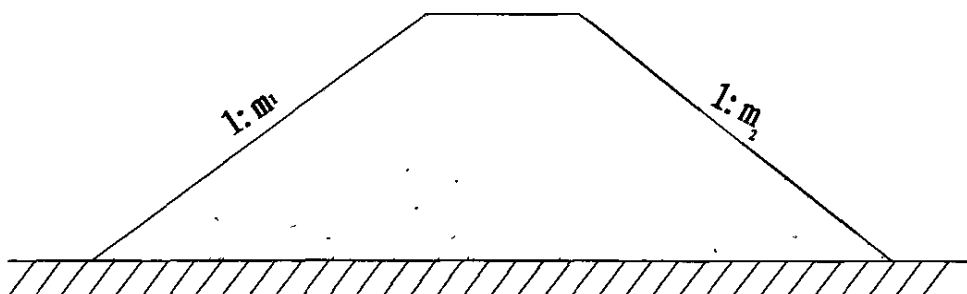


图 4-1 土石坝体的简化形状

如图 4-1 所示为一般土石坝体的简化形状, 内侧坝坡坡度为 $1:m_1$, 外侧坝坡坡度为 $1:m_2$ 。由 2.1 对坝体破坏可能性的分析, 下面就土石坝的局部坝坡失稳、渗透破坏、漫坝、沉降、水平滑动破坏等方面探讨用中心点法对土石坝进行可靠度计算的方法。

4.2.1 局部坝坡失稳的可靠度计算

4.2.1.1 无黏性土石坝坡的可靠度计算

对图 4-1 所示外侧坝坡, 滑动破坏时其破裂面近似一直线, 本文探讨一般的计算公式, 计入水的渗透压力、孔隙压力和地震力等附加力系的影响, 当某个附加力系不存在时, 相应的值取零即可。则作用在滑体上的下滑力 S 和抗滑力 R 分别为:

$$S = (W \pm P_{VC}) \cdot \sin \alpha + P_{HC} \cos \alpha + r_w \cdot i \cdot \Omega \quad (4-1)$$

$$R = [(W \pm P_{VC}) \cdot \cos \alpha - P_{HC} \sin \alpha - u] \cdot \operatorname{tg} \varphi' \quad (4-2)$$

式中: Ω — 滑体在浸润线以下的截面面积, 当坝坡面无渗流渗出时, $\Omega = 0$ 。

则此滑体的功能函数为:

$$Z = R - S = [(W \pm P_{VC}) \cdot \cos \alpha - P_{HC} \sin \alpha - u] \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

$$-(W \pm P_{VC}) \sin \alpha - P_{HC} \cos \alpha - r_w \cdot i \cdot \Omega \quad (4-3)$$

由式(4-8)可知, 此功能函数的变量包括 $(W, P_{VC}, P_{HC}, \alpha, u, \varphi', i, \Omega)$ 等, 但这些变量并不完全相互独立, 由第二章所述相关公式, 对这些变量进行进一步细化后得到此功能函数的基本变量为 $X_i = (\gamma_d, \omega, e, s, u, \varphi', i, \Omega)$, γ_d, ω, e 分别为坝体填筑材料的干重度, 含水量和孔隙比, s 为计算土体浸润线以上横截面的面积, 每个变量 X_i 都取到一组值为 (x_1, x_2, \dots, x_n) , 将功能函数 $Z = g(\gamma_d, \omega, e, s, u, \varphi', i, \Omega)$ 在中心点 M 展开成泰勒级数, 并只取到一次项对坝坡的功能函数作线性化处理得:

$$Z = g(\mu_{\gamma_d}, \mu_{\omega}, \mu_e, \mu_s, \mu_u, \mu_{\varphi'}, \mu_i, \mu_{\Omega}) + \sum_{i=1}^8 (X_i - \mu_{xi}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_M \quad (4-4)$$

则 Z 的统计参数为:

$$\mu_Z = g(\mu_{\gamma_d}, \mu_{\omega}, \mu_e, \mu_s, \mu_u, \mu_{\varphi'}, \mu_i, \mu_{\Omega}) \quad (4-5)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^8 \left[\sigma_{xi} \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_M \right]^2} \quad (4-6)$$

则可靠指标:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4-7)$$

由以上各式求得可靠指标 β 后, 即按 $P_f = \Phi(-\beta)$ 计算结构的失效概率,

并由此计算结构的可靠度 $P_s = 1 - P_f$ 。

4.2.1.2 黏性土石坝坡的可靠度计算

对于黏性土石坝坡, 本文选用瑞典条分法, 同样计入水的渗透压力、孔隙压力和地震力等附加力系的影响, 计算得出作用在单个土条上的下滑力 S_i 和抗滑力 R_i 分别为:

$$S_i = (W_i \pm P_{VC}) \cdot \sin \alpha_i + P_{HC} \cos \alpha_i + \gamma_w \cdot i \cdot \Omega_i \quad (4-8)$$

$$R_i = [(W_i \pm P_{VC}) \cdot \cos \alpha_i - P_{HC} \sin \alpha_i - u_i] \tan \varphi + c' l_i \quad (4-9)$$

对于下滑力 S_i ，设从第 j 个土条开始，土条位于滑弧圆心铅垂线的靠近坡脚的一侧， S_i 起抗滑作用，用 S' 表示。

将作用在各段滑弧上的力对滑动圆心取矩，并得出作用在整个滑弧上的滑动力矩和抗滑力矩分别为：

$$\sum M_S = r \cdot \sum S_i \quad (4-10)$$

$$\sum M_R = r \cdot (\sum R_i + \sum S') \quad (4-11)$$

则此滑体的功能函数为：

$$Z = \sum M_R - \sum M_S = r \cdot \sum R_i + r \cdot \sum S' - r \cdot \sum S_i \quad (4-12)$$

由以上各式可知，此功能函数的变量为 $(W, P_{VC}, P_{HC}, \alpha_i, u_i, \varphi', i, c', \Omega_i)$ 等，进一步细化后得到此功能函数的基本变量为 $X_i = (\gamma_d, \omega, e, s, \alpha_i, u_i, \varphi', i, c', \Omega_i)$ ，对于滑体的每一土条，每个变量 X_i 都取到一组值为 (x_1, x_2, \dots, x_n) ，将功能函数 $Z = g(\gamma_d, \omega, e, s, \alpha_i, u_i, \varphi', i, c', \Omega_i)$ 在中心点 M 展开成泰勒级数，并只取到一次项对坝坡的功能函数作线性化处理得：

$$Z = g(\mu_{r_d}, \mu_{\omega}, \mu_e, \mu_s, \mu_{\alpha_i}, \mu_{u_i}, \mu_{\varphi'}, \mu_i, \mu_{c'}, \mu_{\Omega_i}) + \sum_{i=1}^n (X_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_M \quad (4-13)$$

则 Z 的统计参数为：

$$\mu_Z = g(\mu_{r_d}, \mu_{\omega}, \mu_e, \mu_s, \mu_{\alpha_i}, \mu_{u_i}, \mu_{\varphi'}, \mu_i, \mu_{c'}, \mu_{\Omega_i}) \quad (4-14)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sum \left[\sigma_{x_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_M \right]^2} \quad (4-15)$$

则可靠指标:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (4-16)$$

由以上各式求得可靠指标 β 后, 即按 $P_f = \Phi(-\beta)$ 计算结构的失效概率,

并由此计算结构的可靠度 $P_r = 1 - P_f$ 。

4.2.2 渗透破坏的可靠度计算

坝体在渗透力作用下, 其主要破坏形式是管涌和流土, 设坝体渗透的水力比降是 J , 采用式(2-21)可得, 坝体发生管涌的功能函数为:

$$Z = J_\alpha - J = 2.2(G_s - 1)(1 - n)^2 \frac{d_s}{d_{20}} - J \quad (4-17)$$

由式(4-17)可知, 此功能函数的基本变量 $X_i = (J, G_s, n, d_s, d_{20})$, 每个变量 X_i 都取到一组值为 (x_1, x_2, \dots, x_n) , 将功能函数 $Z = g(J, G_s, n, d_s, d_{20})$ 在中心点 M 展开成泰勒级数, 并只取到一次项对管涌的功能函数作线性化处理得:

$$Z = g(\mu_J, \mu_{G_s}, \mu_n, \mu_{d_s}, \mu_{d_{20}}) + \sum_{i=1}^5 (X_i - \mu_{xi}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \quad (4-18)$$

则 Z 的统计参数为:

$$\mu_z = g(\mu_J, \mu_{G_s}, \mu_n, \mu_{d_s}, \mu_{d_{20}}) \quad (4-19)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sum_{i=1}^5 \left[\sigma_{xi} \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \right]^2} \quad (4-20)$$

则可靠指标:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (4-21)$$

由以上各式求得可靠指标 β 后, 即按 $P_f = \Phi(-\beta)$ 计算发生管涌的概率,

并由此计算坝体发生管涌的可靠度 $P_r = 1 - P_f$ 。

同理, 由式(2-23)可得, 坝体发生流土的功能函数为:

$$Z = J_{\sigma} - J = (G_s - 1)(1 - n) - J \quad (4-22)$$

由式(4-22)可知, 此功能函数的基本变量 $X_i = (J, G_s, n)$, 每个变量 X_i 都取到一组值为 (x_1, x_2, \dots, x_n) , 将功能函数 $Z = g(J, G_s, n)$ 在中心点 M 展开成泰勒级数, 并只取到一次项对流土的功能函数作线性化处理得:

$$Z = g(\mu_J, \mu_{G_s}, \mu_n) + \sum_{i=1}^3 (X_i - \mu_{xi}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \quad (4-23)$$

则 Z 的统计参数为:

$$\mu_Z = g(\mu_J, \mu_{G_s}, \mu_n) \quad (4-24)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left[\sigma_{xi} \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \right]^2} \quad (4-25)$$

则可靠指标:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4-26)$$

由以上各式求得可靠指标 β 后, 即按 $P_f = \phi(-\beta)$ 计算发生流土的概率,

并由此计算坝体发生流土的可靠度 $P_s = 1 - P_f$ 。

4.2.3 漫坝可靠度计算

式(2-29)中, H_L 为洪水与风浪共同作用引起的水位升高值, 即由 H_f 和 H_w 组成。根据以上说明, H_L 应采用 $H_{L\max}$ 。而 $H_{L\max}$ 可能既不在 $H_{w\max}$ 点也不在 $H_{f\max}$ 点, 对于不同频率的洪水, 其引起的 $H_{f\max}$ 的时刻点不同, 而且在其行洪历时时段内, 风与洪峰是否相关也有待研究, 因此确定 $H_{L\max}$ 点异

常困难, 由于 H_f 是漫坝的主要荷载, 风系列采用最大风系列, 那么这种模型中 $H_{L\max} = H_{f\max} + H_{w\max}$, 其值大于或等于实际出现的 $H_{L\max}$, 能使计算结果偏于安全, 且便于计算, 一致性也比较好。

Z_{\max} 包含 Z_0 和 $H_{f\max}$, 由于风引起漫坝失事的作用是水面风壅高度 e 和波浪爬高 h_p , 因此 H_w 由 e 和 h_p 组成, 因此, 式(2-29)可变为:

$$Z_c - (Z_0 + H_{f\max}) - e - h_p \leq 0 \quad (4-27)$$

由式(4-27)可知, 坝体发生漫坝的功能函数为:

$$Z = Z_c - (Z_0 + H_{f\max}) - e - h_p \quad (4-28)$$

此功能函数的基本变量 $X_i = (Z_c, Z_0, H_{f\max}, e, h_p)$, 每个变量 X_i 都取到一组值为 (x_1, x_2, \dots, x_n) , 将功能函数 $Z = g(Z_c, Z_0, H_{f\max}, e, h_p)$ 在中心点 M 展开成泰勒级数, 并只取到一次项对漫坝的功能函数作线性化处理得:

$$Z = g(Z_c, Z_0, H_{f\max}, e, h_p) + \sum_{i=1}^5 (X_i - \mu_{xi}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \quad (4-29)$$

则 Z 的统计参数为:

$$\mu_Z = g(\mu_{Z_c}, \mu_{Z_0}, \mu_{f\max}, \mu_e, \mu_{h_p}) \quad (4-30)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^5 \left[\sigma_{xi} \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \right]^2} \quad (4-31)$$

则可靠指标:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4-32)$$

由以上各式求得可靠指标 β 后, 即按 $P_f = \phi(-\beta)$ 计算发生漫坝的概率,

并由此计算坝体关于漫坝的可靠度 $P_r = 1 - P_f$ 。

4.2.4 坝体沉降的可靠度计算

坝体沉降的可靠度计算的计算原理, 本文选用相对沉降率法。由式(2-30)、(2-31)、(2-32), 坝体沉降的功能函数可由土梁挠曲实验测得的临界倾度值与实测的倾度来表示:

$$Z = \gamma_c - \gamma = \gamma_c - \frac{S_a(t) - S_b(t)}{\Delta y} \quad (4-33)$$

由式(4-33)可知, 此功能函数的基本变量 $X_i = (\gamma_c, S_a(t), S_b(t), \Delta y)$, 在不同时刻的不同点, 每个变量 X_i 都取到一组值为 (x_1, x_2, \dots, x_n) , 将功能函数 $Z = g(\gamma_c, S_a(t), S_b(t), \Delta y)$ 在中心点 M 展开成泰勒级数, 并只取到一次项对沉降破坏的功能函数作线性化处理得:

$$Z = g(\mu_{\gamma_c}, \mu_{S_a(t)}, \mu_{S_b(t)}, \mu_{\Delta y}) + \sum_{i=1}^4 (X_i - \mu_{xi}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \quad (4-34)$$

则 Z 的统计参数为:

$$\mu_Z = g(\mu_{\gamma_c}, \mu_{S_a(t)}, \mu_{S_b(t)}, \mu_{\Delta y}) \quad (4-35)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^4 \left[\sigma_{xi} \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \right]^2} \quad (4-36)$$

则可靠指标:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4-37)$$

由以上各式求得可靠指标 β 后, 即按 $P_f = \Phi(-\beta)$ 计算发生沉降裂缝的概率, 并由此计算坝体关于沉降的可靠度 $P_s = 1 - P_f$ 。

4.2.5 水平滑动破坏的可靠度计算

水平滑动分析中, 考虑浸水土压力、动水压力、基底上浮力、地震力等

力系, 当某力系不存在时, 相应参数取零即可。这样, 式(2-51)化为:

$$K_c = \frac{(G + E_{1y} - P \pm P_{vc})f}{E_{1x} + D + P_{HC}} \quad (4-38)$$

式中: E_{1x}, E_{1y} —浸水主动土压力的水平分力和竖向分力。

由式(4-38), 坝体水平滑动的功能函数可表示为:

$$Z = (G + E_{1y} - P \pm P_{vc})f - E_{1x} - D - P_{HC} \quad (4-39)$$

由式(4-39)可知, 此功能函数的变量有 $G, E_{1y}, P, P_{vc}, f, E_{1x}, D, P_{HC}$ 等, 但这些参数有些是相关的, 并不完全相互独立, 由第二章所述相应的变量的计算公式, 对这些参数进行进一步的细化, 从而得到此功能函数的基本变量为: $X_i = (\gamma_1, s, \gamma_2, \delta, \varphi, B, \lambda, f, i)$, 其中 γ_1, γ_2 分别为坝体填筑材料的容重和坝内填土的容重, s 为计算土体横截面的面积, 在雨水冲刷和其它一些因素的影响下, 其会发生一定的改变。每个变量 X_i 都可取到一组值为 (x_1, x_2, \dots, x_n) , 将功能函数 $Z = g(\gamma_1, s, \gamma_2, \delta, \varphi, B, \lambda, f, i)$ 在中心点 M 展开成泰勒级数, 并只取到一次项对水平滑动破坏的功能函数作线性化处理得:

$$Z = g(\mu_{\gamma_1}, \mu_s, \mu_{\gamma_2}, \mu_{\delta}, \mu_{\varphi}, \mu_B, \mu_{\lambda}, \mu_f, \mu_i) + \sum_{i=1}^9 (X_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \quad (4-40)$$

则 Z 的统计参数为:

$$\mu_Z = g(\mu_{\gamma_1}, \mu_s, \mu_{\gamma_2}, \mu_{\delta}, \mu_{\varphi}, \mu_B, \mu_{\lambda}, \mu_f, \mu_i) \quad (4-41)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^9 \left[\sigma_{x_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_M \right]^2} \quad (4-42)$$

则可靠指标:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (4-43)$$

由以上各式求得可靠指标 β 后, 即按 $P_f = \Phi(-\beta)$ 计算发生水平滑动破坏

的概率, 并由此计算坝体关于水平滑动的可靠度 $P_s = 1 - P_f$ 。

4.3 小结

首次考虑坝体破坏的各种可能性，建立了土石坝在各种破坏形式下的可靠度计算模型，并选用中心点法计算可靠度。模型建立中，没有将地震力的破坏当作一种单独的破坏的形式建立可靠度的计算模型，而是将地震力添加到坝坡和水平滑动的可靠度模型中，如土石坝未处在地震区，相应的参数取零即可。漫坝可靠度计算模型是针对水利工程中土石坝建立的，其基本原理是一旦发生漫坝，即认为已经破坏。而对于弃渣坝、垃圾坝、尾矿坝等拦挡固体物的坝体，一旦发生漫坝，作为以拦挡固体物为主要功能的结构物，认为其不再安全，即不具有安全性，由结构可靠性是结构的安全性、适用性和耐久性的总称的定义，坝体已经不可靠，所以也没有必要再进行可靠性分析。

第 5 章 某工厂弃渣坝可靠性分析

5.1 弃渣坝工程概况

天原股份有限公司弃渣坝工程位于宜宾市天原股份有限公司西侧一山谷之内，该坝建于 1995 年，原设计为 25 米高透水坝，实际竣工高度只有 10 米。该坝主要功能是堆贮天原股份有限公司废渣及化工弃渣。

该坝建在山谷之间，内侧已堆满灰渣，灰渣的成分有石渣、无粘性的粉煤灰、玻璃体、循环硫化床等，如图 5.1 所示。大坝的坝顶已作为农户的种植地，如图 5.2 所示。

大坝主要是用来拦挡电厂灰渣。堆积的灰渣在雨季极易流入下游河道，其有害物质对下游河流会产生严重的污染，直接危害长江的水质。大坝失稳会形成滑坡或泥石流等灾害，所以大坝的稳定与否，不仅关系到企业的经济效益，而且与库区下游居民的生命财产及周边环境息息相关。



图 5.1 大坝内侧灰渣堆积图



图 5.2 坝顶现况

5.2 现场勘查

坝体的外侧分为三段。坝体上段是草皮护坡，坝体中段是干砌条石护坡。下段是混凝土护坡，在下段的底端设有排水沟。

在大坝下游，现有农居及天原股份有限公司厂区，通过厂区即进入长江主河道；截止到 2006 年 8 月 14 日，宜宾地区已有月余未降雨，大坝外侧坝基处的透水暗渠已干涸，但在坡面中段却有水渗出，如图 5.3 所示，这说明坝内有积水，该坝透水功能部分丧失；经过十多年运行，所倾倒灰渣高度已超过坝体的高度 10m 左右，如图 5.4 所示。

根据大坝的竣工图可知，坝体顶部宽度为 80m，大坝主体填筑材料为石渣，中段是由卵石填筑，大坝整体建筑在基岩上。有关坝体尺寸及标高如图 5.5 示。大坝内侧是干砌块石砌筑的防滑梯，外侧分三段护坡，上段坡面填土厚 150mm，并植以草皮，坡度 1:2.5；中段坡面以干砌条石护坡，坡度 1:1.5；下段条石护坡，并以水泥砂浆抹面，坡度 1:0.75；坡脚下设排水沟，以排除大坝坡面雨水。



图 5.3 大坝外侧渗水



图 5.4 大坝内侧超高填土

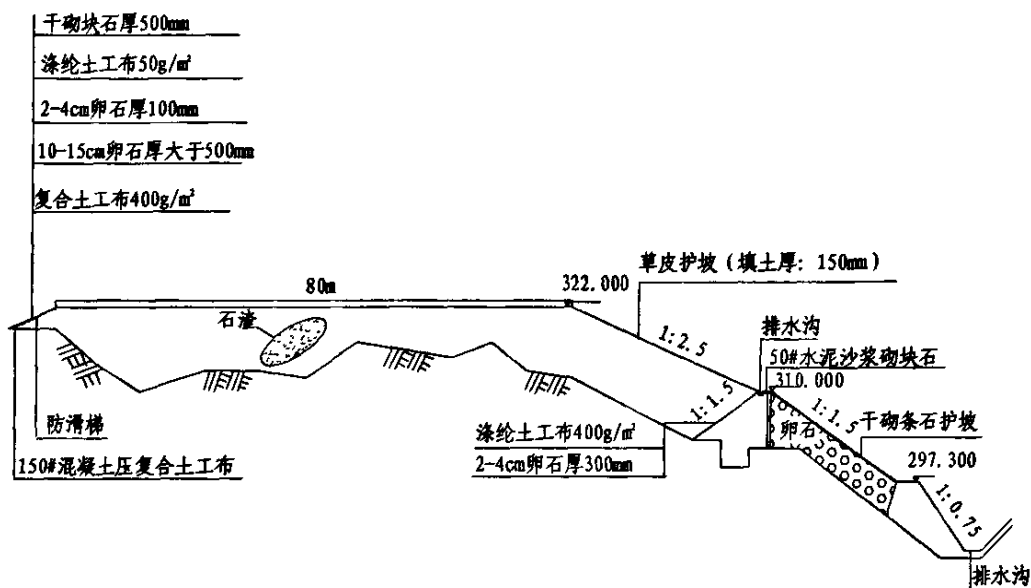


图 5.5 宜宾市天原股份有限公司弃渣坝工程剖面图

5.3 坝体破坏可能性分析

由 2.1 可知,土石坝的破坏形式主要是局部坝坡的失稳;由管涌和流土引起的破坏;由坝内侧土压力和水压力以及地震力的作用引起的土石坝水平滑动破坏;在强降雨条件下,汇流的雨水漫过坝顶,引起坝体局部破坏或整体溃决;由坝基的地质条件引起的坝体沉降破坏。

该坝是以堆积灰渣为主要功能的透水坝，其主体材料以石渣和卵石为主，产生管涌和渗流引起的流土可能性很小。从竣工图可知，该坝是建造在基岩之上且已经运行十多年，但经过现场勘察并未发现裂缝等变形，所以由地质条件和坝体本身沉降引起的坝体沉降破坏的可能性也很小。

由现场勘察的情况可知，灰渣堆积高度已超过坝顶 10m 左右，其汇水面积较大，如果不加整治，由强降雨引起的汇流雨水，引起漫坝的可能性较大。

一般来说,土石坝在重力及水的渗透力作用下,发生局部坝坡滑动的可能性较大,而四川盆地就处于喜马拉雅-地中海地震带上,宜宾地区是地震多发区,加之该灰坝是由无黏性的石渣、卵石等填筑,产生局部坝坡失稳的可能性更大。因此,局部坝坡失稳为该坝稳定性分析的主要内容。

因为坝内所堆灰渣高度已超过 10m，再加上坝内滞留雨水和可能发生的地震力的共同作用，对坝体产生压力，可能会引起坝体某薄弱截面产生水平滑动破坏。即大坝在内侧灰渣和其它外力作用下，基底（或某截面）摩阻力

不足以抵抗大坝的滑移的力而产生破坏。

5.4 坝体稳定性的可靠性分析

由上文对该灰坝破坏可能性的分析,选取两种破坏形式对坝体进行可靠性分析:一是坝坡发生剪切作用并形成了贯通的滑动面,坝坡沿着此滑动面而破坏,即局部坝坡失稳;二是在内侧灰渣压力和水压力以及地震力等的作用下基底摩阻力不足以抵抗大坝的滑移的力而产生破坏,即水平滑动破坏。由现场勘察结果可知,坝内有积水,且坝体排水功能部分丧失,外侧坝坡有水渗出,所以必须计入水的渗透力作用,由于最高水位难以确定,为简化起见,认为坝内侧水位与内侧坝体等高。

5.4.1 确定浸润线的位置

该坝建筑在基岩上,视坝基为相对不透水坝基;灰坝排水设施损坏,认为无排水设施。结合上述情况,该灰坝确定浸润线的思路是以渗流逸出点为界把坝体分为上下游两部分,分别列出各部分的流量表达式,并根据流量连续性原理,即可求出相应的未知量。

(1) 上游段分析。根据达西定律,通过浸润线以下任何单宽垂直剖面的流量 q 为:

$$q = -Ky \frac{dy}{dx} \quad (5-1)$$

移项积分(积分区间从 0 至 x)可得:

$$y^2 = H_1^2 - \frac{2q}{K}x \quad (5-2)$$

同理,积分区间从初始断面至渗流逸出点的断面可得:

$$q = K \frac{H_1^2 - (a_0 + H_2)^2}{2L'} \quad (5-3)$$

(2) 下游段分析。以下游水面为界把下游段三角形坝体分为水上、水下两部分计算,以渗流逸出点为坐标原点建立新的坐标系。

水面以上坝体的渗流量 q_1 为:

$$q_1 = \int_0^{a_0} d_{q_1} = \int_0^{a_0} K J d_y = \frac{K}{m_2} \int_0^{a_0} d_y = \frac{K a_0}{m_2} \quad (5-4)$$

水面以下坝体渗流量 q_2 为:

$$q_2 = \int_{a_0}^{a_0+H_2} d_{q_1} = \int_{a_0}^{a_0+H_2} K \frac{a_0}{m_2 y} d_y = \frac{K a_0}{m_2} \ln \frac{a_0 + H_2}{a_0} \quad (5-5)$$

由 $q = q_1 + q_2$ 得:

$$q = \frac{K a_0}{m_2} \left(1 + \ln \frac{a_0 + H_2}{a_0} \right) \quad (5-6)$$

根据流量连续性原理, 对式(5-3)和(5-6)联解就可求出未知量 q 和 a_0 (联解时可把 $L' = L - m_2(a_0 + H_2)$ 代入式(5-3)), 浸润线按式(5-2)计算。

(3) 讨论分析。该坝下游无水, $H_2 = 0$, 代入式(5-6)得:

$$q = \frac{K a_0}{m_2} \quad (5-7)$$

此不透水地基均质坝, 下游无排水设施且 $H_2 = 0$, 由式(5-3)和式(5-7)联解求出 q 和 a_0 , 浸润线按式(5-2)计算。

此法计算得出的浸润线, 在渗流进口段应作适当修正, 浸润线起点应与坝面 A 点正交, 末点与原浸润线相切, 中间修改成曲线, 其大致形状如图 5.6 曲线 AC 所示。

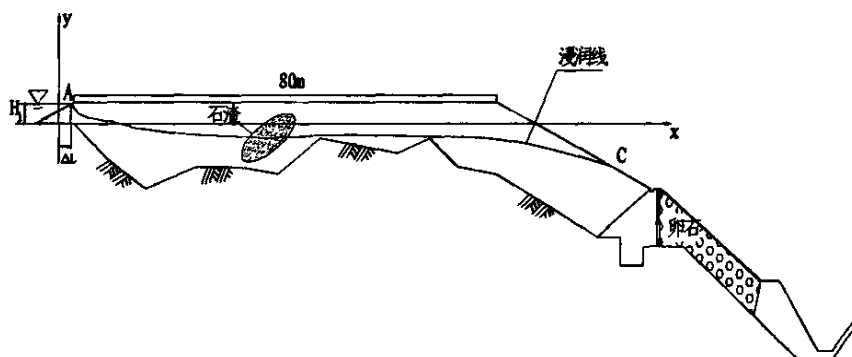


图 5.6 灰坝浸润线示意图

5.4.2 局部坝坡失稳分析

该灰坝由石渣填筑, 由 2.2.1 可知, 砂性土构成的土坡、大坝, 包括黏聚力较小的砂黏土、砂土、砾石、碎石等边坡, 边坡破坏时其破裂面近似平面, 在横断面上近似直线。坝体内部是石渣、卵石筑成, 石渣、卵石属于无粘性土类。其破坏面也应近似一平面, 在横断面上近似直线; 由现场勘查结果, 忽略孔隙压力的影响; 根据宜宾地区多年来的地震统计资料, 设计地震烈度取为 7 级, 不计入竖直向地震力的影响。这样, 式(4-3)简化为:

$$Z = R - S = [W \cdot \cos \alpha - P_{HC} \sin \alpha] \cdot \operatorname{tg} \varphi - W \cdot \sin \alpha - P_{HC} \cos \alpha - \gamma_w \cdot i \cdot \Omega \quad (5-8)$$

式中: $W = \gamma \cdot s + \gamma_{sat} \cdot \Omega$, γ, γ_{sat} 分别为土的重度和饱和重度,

$\gamma = \gamma_d(1 + \omega)$, $\gamma_{sat} = \gamma_d + \frac{e\gamma_w}{1 + e}$; $P_{HC} = k_H c_z a_i W$, 其中 $k_H = 0.1$, $c_z = \frac{1}{4}$, 考

虑最不利情况, 取 $a_i = 2.5$ 。

对某一可能滑体, 此功能函数的基本变量相应化为 $X_i = (\gamma_d, \omega, e, s, \varphi, i, \Omega)$, 本文对每一基本变量在一定范围内取样本容量为 10 的一组值进行可靠度计算。

根据坝体的竣工图和其本身的特点, 并考虑滑体有一定的规模, 共选取了三个控制截面。下面分别对不同的控制截面下坝体的稳定性进行可靠性分析。

(1) 验算截面 1 该可能滑动面的起点选在外侧坝坡的中段, 与基岩相切, 如图 5.7 所示:

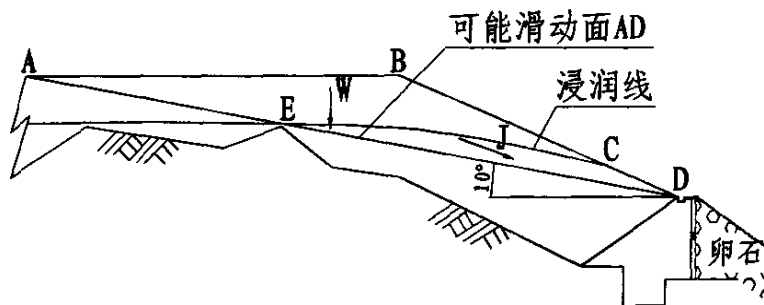


图 5.7 验算截面 1

由该坝的竣工资料，坝体的填筑材料石渣的干重度为 $\gamma_d = 23.88 \text{ KN/m}^3$ ，含水率为 $\omega = 15\%$ ，孔隙比 $e = 0.25$ 。考虑到多年来外界因素的影响，以及人为测量的误差，认为石渣的干容重、含水率、孔隙比分别在 $22 \sim 30 \text{ KN/m}^3$ 、 $10\% \sim 20\%$ 、 $0.20 \sim 0.30$ 范围内变动，分别以步长为 0.5 、 10% 、 0.01 改变各变量的值，取到各变量样本容量为 10 的一组值。根据《工程地质手册》及石渣容重，并考虑到外界环境的影响使得其内摩擦角有所降低，认为石渣内摩擦角范围在 $55^\circ \sim 65^\circ$ 变动，以步长为 1° 变化得到内到内摩擦角的一组值。水在各种土质中的 i 值可通过试验或经验公式得到，根据该坝的具体特点，考虑到该坝多年运行以后，其内部有泥沙堵塞，渗透性能降低，按中砂取值，则 i 的范围是 $0.005 \sim 0.015$ ，以步长为 0.001 得到变量 i 的一组值。如图 5.7，滑体浸润线以上的横截面积 $s = 173.80 \text{ m}^2$ ，但可能由于雨水的冲刷以及其它原因会使其减小，以步长为 $s = 10 \text{ m}^2$ 依次减小，得到 s 的一组数据，而浸润线以下的面积 $\Omega = 61.81 \text{ m}^2$ ，考虑到雨水的冲刷以及浸润线高低的变化对其的影响，以 $\Omega = 61.81 \text{ m}^2$ 为中心，以步长为 $s = 2 \text{ m}^2$ ，同上得到 Ω 的一组数据。这样，通过改变变量值的方法得到了进行可靠度计算需要的统计数据。

由得到的统计资料，按式(4-5)，(4-6)，(4-7)的方法计算得到此滑体的可靠指标为：

$$\beta = 9.351 \quad (5-9)$$

(2) 验算截面 2 该可能滑动面起点从坡脚选取，并与基岩相切，如图 5.8 所示：

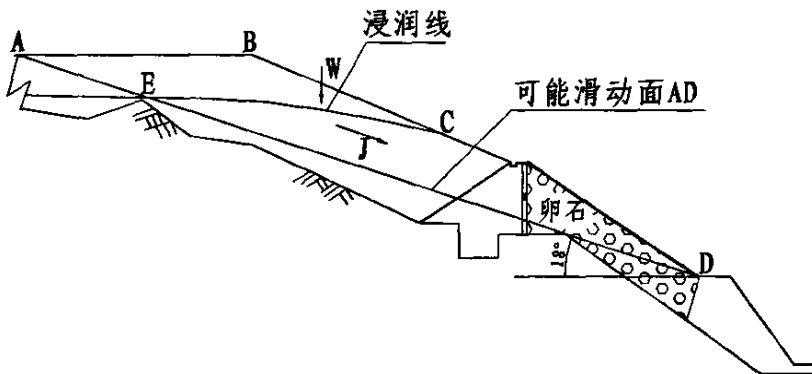


图 5.8 验算截面 2

此截面的倾角 $\alpha = 18^\circ$ ，浸润线以上截面的面积 $s = 142.28 \text{ m}^2$ ，浸润线以下的截面面积 $\Omega = 256.76 \text{ m}^2$ ，浸润线以上部分雨水冲刷对面积的影响比较大，所以步长分别为 10 m^2 和 5 m^2 ，其它变量取值范围及原则同验算截面 1，

计算得到此滑体的可靠指标为：

$$\beta = 11.82 \quad (5-10)$$

(3) 验算截面 3 该可能滑动面起点选取在下段中点，并与基岩相切。如图 5.9 所示。

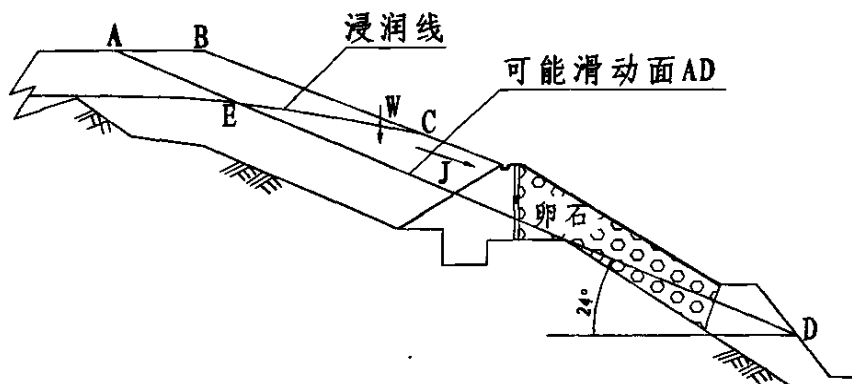


图 5.9 验算截面 3

此截面的倾角 $\alpha = 24^\circ$ ，浸润线以上截面的面积 $\Omega_{ABCE} = 65.15m^2$ ，浸润线以下的截面面积 $\Omega_{ECD} = 187.95m^2$ ，虽然浸润线以上部分受雨水冲刷影响，面积变化会比较大，但此滑体中浸润线以上面积所占比例很小，所以步长都取为 $5m^2$ ，其它参数取值同验算截面 1，计算得到此滑体的可靠指标为：

$$\beta = 11.77 \quad (5-11)$$

表 5-1 水利水电工程允许可靠度指标

结构安全级别	I 级	II 级	III 级	备注
一类破坏	3.7	3.2	2.7	非突发性破坏，先兆明显，渐进
二类破坏	4.2	3.7	3.2	突发性破坏，无明显先兆，难修

参考水利坝的规定，采用表 5-1 的可靠度指标，三个验算截面可靠性分析结果如表 5-2：

表 5-2 弃渣库坝体坝坡可靠指标与安全等级

可能滑动面	可靠指标 β	失效概率 P_f	结构安全级别
验算截面 1	9.351	$\rightarrow 0$	高于 I 级
验算截面 2	11.815	$\rightarrow 0$	高于 I 级
验算截面 3	11.774	$\rightarrow 0$	高于 I 级

通过以上的分析,该坝的安全级别高于 I 级,所以该坝的坝坡是安全的。

5.4.3 水平滑动破坏分析

在坝体的水平滑动可靠度计算中,同样取设计地震烈度为 7 级,且不计入竖向向地震力的影响,这样式(4-39)化为:

$$Z = (G + E_{1y} - P)f - E_{1x} - D - P_{HC} \quad (5-12)$$

功能函数的基本变量仍为: $X_i = (\gamma_1, s, \gamma_2, \delta, \phi, B, \lambda, f, i)$ 。

由坝体竣工图可知,坝体内侧墙背倾角仅有 22° , 十分平缓,坝后填土将出现第二破裂面,所以对该坝按照第二破裂面法计算主动土压力。出现第二破裂面时,土体不再沿墙背滑动,而是沿相交于墙底的两个平面滑动,如图 5.10 所示。

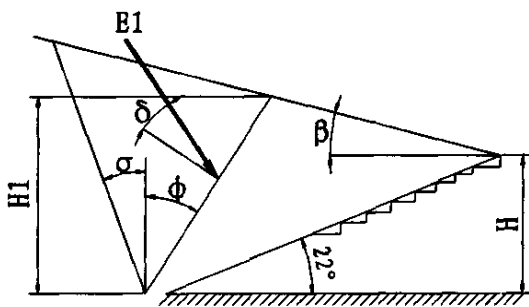


图 5.10 出现第二破裂面时的土压力示意图

图 5.10 中靠近墙背、与竖直面成 ϕ 角的平面称为第二破裂面。因为此时墙后填土沿第二破裂面滑动,所以用库仑土压力理论计算主动土压力时,墙背内摩擦角应取填土的内摩擦角的数值。在坝体的边界条件下,用下列公式计算出出现第二破裂面时的主动土压力。出现第二破裂面时的假想墙背与填土为同种材料,认为填土与假想墙背间的摩擦角 $\delta = \phi$ 。

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 K \quad (5-13)$$

$$E_{1x} = E_1 \cos(\phi + \phi), E_{1y} = E_1 \sin(\phi + \phi)$$

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \phi)}{\cos^2 \phi \cos(\phi + \phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 2\phi \sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi + \phi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (5-14)$$

$$H_1 = H \frac{1 + \tan \alpha_1 \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (5-15)$$

$$\varepsilon = \arcsin \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \quad (5-16)$$

$$\phi = \frac{1}{2}(90 - \varphi) - \frac{1}{2}(\varepsilon - \beta) \quad (5-17)$$

该坝浸水，而砂性土浸水前后内摩擦角可认为不变，由式(2-55)可得坝体浸水后的土压力计算式：

$$\begin{aligned} E_b &= E_a - \Delta E_b \\ \Delta E_b &= \frac{1}{2}(\gamma - \gamma')H_b^2 K_a \end{aligned} \quad (5-18)$$

式中：

γ —填料的天然容重；

γ' —填料的浮容重；

H_b —计算水位以下的坝高；

E_a —无水情况下的主动土压力。

坝坡外侧无水，所以在计算水压力时，不再考虑坝体内外侧的静水压力差，而只计入动水压力，由式(2-61)和(2-62)可得：

破裂棱体内产生动水压力的浸水面积：

$$\Omega = \frac{1}{2}H_0(tg\theta + tg\alpha) \quad (5-19)$$

式中： H_0 —计算水位高度。

动水压力：

$$D = i\gamma_w\Omega \quad (5-20)$$

此外，由式(2-63)可得作用于基底的上浮力：

$$P = \frac{1}{2}\gamma_w H_0 B \lambda \quad (5-21)$$

式中： B —基底宽度；

λ —上浮力折减系数。

地震力 P_{HC} 的系数的取值同坝坡滑动破坏的分析。

由于抗滑稳定性与坝体纵向的长度关系不大，我们在纵向截取 1m 的长度作为研究对象。1-1 截面以下开始出现基岩如图 5.11 所示，认为该截面以下坝体是稳定的。因此，选取该截面为危险截面进行抗滑稳定性的可靠度计算。

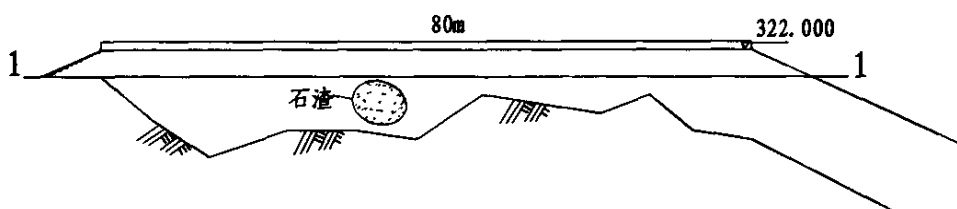


图 5.11

根据现场勘查结果，坝内填土有石渣、循环硫化床等，坝内填土的重度在 $25\text{KN}/\text{m}^3 \sim 30\text{KN}/\text{m}^3$ 范围内变化，以步长为 0.5 在此范围内取到样本容量为 10 的一组值；由坝内填土的成分，根据《工程地质手册》及其容重，认为其内摩擦角在 $30^\circ \sim 40^\circ$ 范围内变化，以步长为 1° 得到内摩擦角的样本容量为 10 的一组值；该坝建在基岩之上，认为其上浮力折减系数在 $0.3 \sim 0.8$ 范围内变化，以步长为 0.05 的得到其样本容量为 10 的一组值；由表 2-3，基底摩擦系数在 $0.4 \sim 0.6$ 范围内变化，以步长 0.02 同样得到其样本容量为 10 的一组值；所选危险截面以上的坝体横截面的面积 261.98m^2 ，在雨水冲刷以及其他因素的影响下，其面积会发生一定的减小，以步长 10m^2 依次减小得到其样本容量为 10 的一组值；所选危险截面的宽度为 94.65m ，在雨水冲刷以及其它因素的影响下，同样会有一定程度的减小，但减小的幅度不会太大，以步长为 0.5m^2 ，同样得到其样本容量为 10 的一组值；坝内填土出现第二破裂面时的假想墙背的倾角 ϕ 经计算为 30° ，但认为其在其他一些不确定性影响下，大致会在 $25^\circ \sim 35^\circ$ 范围内变化，以步长为 1° 得到样本容量为 10 的一组数据；其余参数的选取同坝坡滑动分析。这样进行水平滑动分析需要的统计资料也通过改变变量值的方法得到。

计算得到此滑体的可靠指标为：

$$\beta = 8.84 \quad (5-22)$$

表 5-3 弃渣库坝体水平滑动可靠指标与安全等级

可能滑动面	可靠指标 β	失效概率 P_f	结构安全级别
截面 1-1	8.84	$\rightarrow 0$	高于 I 级

由以上分析可知, 该坝的水平滑动安全级别高于 I 级, 该坝是安全的。

5.4.4 坝体加高后的可靠性分析

该坝原设计坝高为 25 米, 而现坝平均高度仅 10 米, 以现坝的坡度再加高 15 米, 如图 5.12 所示。对于加高后的坝体, 仍然从局部坝坡失稳和水平滑动破坏两方面进行可靠性分析。为简化计算, 分别仅选取一个可能的最不利截面计算其可靠度。

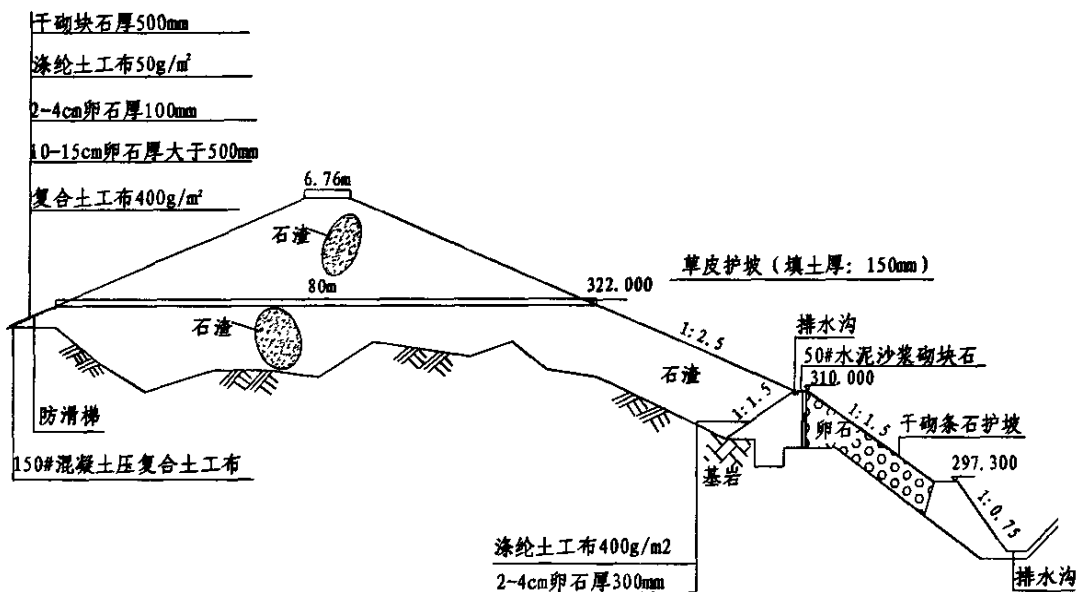


图 5.12 坝体加高 15 米后全貌

(1) 局部坝坡失稳可靠度计算

仅选取一个验算截面进行可靠度计算, 如图 5.13 所示:

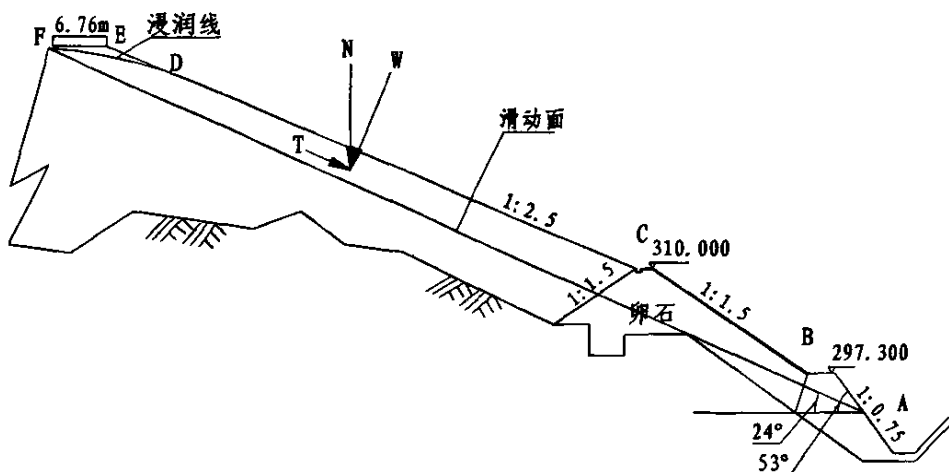


图 5.13

在该验算截面中，浸润线仍然按 5.3.1 的方法确定，浸润线以上的截面面积 $s = 11.94\text{m}^2$ ，由于其面积较小，可能由于雨水的冲刷等因素的影响使其减小到零，以步长为 1m^2 依次减小得到样本容量为 10 的一组值；浸润线以下的面积为 $\Omega = 383.32\text{m}^2$ ，以步长 10m^2 依次减小得到样本容量为 10 的一组值；其它参数取值同前述未加高时。计算得到此验算截面的可靠指标为：

$$\beta = 11.47 \quad (5-23)$$

(2) 水平滑动可靠度计算

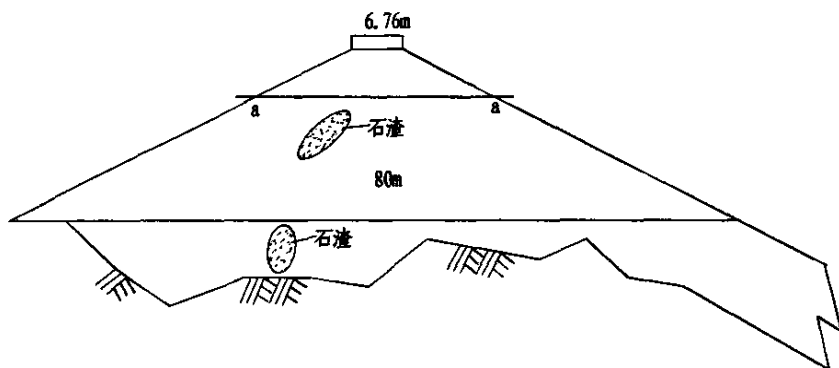


图 5.14

选取距加高后的坝顶 5m 的截面为危险滑动面，如图 5.14 所示。该截面以上滑体的横截面积 $s = 95.30\text{m}^2$ ，以步长为 5m^2 依次减小得到样本容量为 10 的一组值；截面宽度 $B = 31.17\text{m}$ ，以步长为 0.5m^2 依次减小得到样本容量为 10 的一组值；其他参数取值同未加高时的水平滑动分析。计算得到此验算截面的可靠指标为：

$$\beta = 6.58 \quad (5-24)$$

由表 5-1，二个验算截面可靠性分析结果如表 5-4:

表 5-4

可能滑动面	可靠指标 β	失效概率 P_f	结构安全级别
坝坡验算截面	11.47	$\rightarrow 0$	高于 I 级
水平滑动验算截面	6.58	$\rightarrow 0$	高于 I 级

由以上分析可知，该坝加高后的局部坝坡失稳和水平滑动破坏的安全级别均高于 I 级，该坝是安全的。

第 6 章 结论

本文在对坝体稳定性的定值分析方法和可靠性基本理论分析的基础上,考虑坝体破坏的各种可能性以及各种可能导致坝体破坏的因素,提出了坝体可靠度计算的模型,最后针对实际工程进行了可靠度的计算,得出了以下结论:

(1) 土石坝的稳定分析问题,是一个受多重因素影响,随时间变异的、具有许多不确定性的、复杂的动态系统。对可靠度的计算是通过研究每一个影响因素的变异特征获得的,其分析成果要比确定性模型更加合理;

(2) 对于具体工程,应根据工程实际情况,考虑发生可能性较大的破坏形式,排除几乎不可能发生的破坏形式,构建可靠度计算模型时,也应根据实际情况,抓住主要因素,忽略次要因素,从而更合理、更实用地对工程实例进行可靠性分析;

(3) 中心点法是一种简单易用的可靠指标计算方法,不需要了解各种状态变量的概率分布,只要利用它们的均值和方差,就可以求得结构的可靠度指标,但是由于它忽略了变量的实际概率分布,有其自身的局限性,只适用在中小型工程中;

(4) 可靠性分析方法计算结果的准确与否,很大程度决定于大量的统计数据以及计算参数的合理选择。如果没有大量真实可靠的统计资料以及合理的计算参数,计算结果的准确性就要打一定折扣。

(5) 通过对实际工程的可靠性分析,坝体稳定,但是坝内侧堆积的填土超高,在强降雨条件下,坝内超高的填土可能随雨水形成的径流一起流下造成漫坝,从而使大坝丧失功能,因此必须进行整治。

经过研究,尚有一些不足,有待进一步的工作和研究:

(1) 定值分析方法仍是目前最常用的方法,有很多种,选择合适的方法能够得到更高的精度,在何种情况下选择何种方法尚有待进一步地研究;

(2) 本论文建立功能函数中选取基本变量时,力争使所有的变量完全相互独立,但仍有部分变量并不是完全地相互独立,为简化计算,没有考虑这些变量的相关性;

(3) 在对具体的工程实例进行可靠度计算时,由于大量的统计资料难以获取,采用了简单的变参数的方法,这种方法计算得到的可靠指标虽然在一定程度上可以表示结构物的稳定性,但是存在一定缺陷,有待更深入的研究。

致 谢

本论文的顺利完成，凝聚了许多老师和同学的关心和帮助，在此对他们表示深深的谢意！

首先要感谢我的导师陈春光教授，从本论文的选题、资料的搜集整理到论文的撰写、成稿，自始至终都给予了精心指导，在硕士研究生的学习生活期间，导师以渊博的知识、严谨的治学态度和高尚的道德风范，给予了我深刻的教诲，使我终身受益。在此，对恩师表示衷心的感谢！

同时，在论文的撰写过程中，得到了西南交通大学流体力学教研室的禹华谦教授、杨顺生教授、麦继婷副教授的热诚关心和帮助，在此一并向他们表示感谢！

其次要感谢在学习和生活上给予我莫大帮助的同学和朋友们，尤其是张辽飞、陈浩、李旭彪、赵林、韩彦斌、王东，真诚地祝福他们学业有成，工作顺利！

最后，我要感谢我的父母，感谢他们的养育之恩。在漫长的求学道路中，父母给了我不懈的支持和鼓励，在这里我向他们致以真挚的谢意！

参考文献

- [1] 陈慧远等. 最新土石坝工程学[M]. 北京: 水利电力出版社, 1983
- [2] 黄海燕. 土石坝漫坝与坝体失稳模糊风险分析研究. 广西大学硕士学位论文, 2003
- [3] 王英华. 水工建筑物[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2004
- [4] 赵国藩. 工程结构可靠性理论与应用[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1996
- [5] 聂士诚. 土质边坡稳定的可靠度分析及其土性参数的敏感性研究. 中南大学硕士学位论文
- [6] 梁钟琪. 土力学及路基[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2006
- [7] 郭瑞. 基于可靠性的城市雨水管网水力计算研究. 西南交通大学硕士学位论文, 2005
- [8] 吴世伟. 结构可靠度分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 1990
- [9] 李国政, 李培良等. 基于结构可靠度指标的尾矿库坝体稳定性分析[J]. 分析与环保, 2005 (6)
- [10] 李志云, 齐国成. 河北省陡河水库大坝安全鉴定综述[J]. 河北水利水电技术, 2000 (3)
- [11] 刘成宇. 土力学[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1999
- [12] 刘春丽, 马晓晶, 陈国. 浅谈土石坝病害的产生及其处理方法[J]. 水利科技与经济, 2004 (12)
- [13] 杨伟军, 赵传智. 土木工程结构可靠度理论与设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000
- [14] Christensen B T, Baker M T. Structural reliability theory and its application [M]. Berlin: Heidelberg, NewYork: Springer-Verlag, 1982
- [15] 李锦光, 何利伟. 土石坝运行中常见质量问题及处理方法[J]. 黑龙江水利科技, 2001 (3)
- [16] 陈忠达. 公路挡土墙设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [17] 李清富, 高健磊. 工程结构可靠性原理[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 1999
- [18] 黄兴棣. 工程结构可靠性设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 1989
- [19] 张电吉, 张兴唐, 雷向进. 某尾矿库土石坝塌溃原因与机理分析[J]. 岩土工程技术, 2002 (6)
- [20] 张明, 刘金勇. 土石坝边坡稳定可靠度分析与设计[J]. 水力发电学报, 2006 (4)
- [21] P. L. Lin, A. D. Kiureghian. optimization algorithms for structural reliability Structral Safety, 1991, (9)
- [22] B. K. Low, W. H. Tang. efficient reliability evaluation using spread sheet, Journal of Engineering Mechanics, 1997, 123 (7)
- [23] 吕擎峰. 土坡稳定分析方法研究. 河海大学博士学位论文, 2005

-
- [24] StenderJed. Parallelgenetic. algorithms: They and application los Press, 1992
- [25] 贡金鑫, 仲伟秋等. 工程结构可靠性基本理论的发展与应用[J]. 建筑结构学报, 2002 (4)
- [26] 何平. 数理统计与多元统计[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2004
- [27] 工程地质手册编写组. 工程地质手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社
- [28] 李龙国, 舒仲英, 曹叔允. 复杂坝型的稳定分析[J]. 中国农村水力水电, 2006 (6)
- [29] 张晓元, 李长城, 余成学. 吴岭水库大坝渗流对坝坡稳定影响的分析[J]. 武汉大学学报 (工学版), 2004 (6)
- [30] Harr, M.E. Mechanics of particulate media (A Probabilistic approach) . McGraw-Hill International Book company, New York, 1977
- [31] Morris, p. and Stotter, H.J. Open-cut design using probabilistic methods. Proc 5th Int. Congr. on Rock Mechanics, Vol.1, 1983
- [32] McMahon, B.K. Probability of failure and expected volume of failure in high rock slopes. Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Brisbanem, 1975
- [33] Nguyen, V.U. and Chowdhury, R.N. Risk analysis with correlated variables, Geotechnique, 35 (1), 1985
- [34] Lee, L-M. and Lee, M.-J. Optimization of rock slopes using reliability concepts. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science Abstract Vo1.35 (4/5), 1998, pp: 661
- [35] Low, B.K. and Wilson, H.T. Probabilistic slope analysis using Janbu's Generalized Procedure of slices. Computers and Geotechnics, Vo1.21 (2), 1997, pp: 121-142
- [36] Husein, M.A.L, Hassan, W.F. and Abdulla, F.A. Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability. Structural Safety, 22 (2000), pp: 161-178
- [37] Low, B.K. Reliability analysis of rock wedges. Journal of Geotechnical and oenvironmental Engineering, ASCE, 123 (6), 1997, PP: 498-505
- [38] 王刘洋. 基于垂直条分法的土坡稳定可靠度分析. 合肥工业大学硕士学位论文, 2005
- [39] 周育峰. 边坡稳定性的可靠度分析[J]. 公路, 2003 (9)
-

攻读硕士期间发表的学术论文

- (1) 李辉波, 徐桂弘, 陈春光. 某热电厂灰坝工程坝坡稳定性分析. 《工业安全与环保》, 2007 .9.(33)