

目 次

论 文

SMW 工法简介..... 罗祥 (1)

岩土工程勘察工作中若干常见误区分析..... 王建安 (5)

浅析水文地质对工程地质勘察的影响..... 沈瑶 (8)

浅议地质分析中的工程地质勘察..... 方静 (11)

道路场地岩土工程分析评价..... 徐哲明 (14)

准格尔矿区黄土滑坡的分析与防治..... 周俊逸 (17)

工程地质在水利水电工程中的应用..... 陆娜 (24)

浅谈土钉墙施工监测..... 黄民, 刘新飞 (27)

长江三峡工程库区古崩滑体利用现状及蓄水后利用的可能性分析..... 刘新凯 (33)

红黏土特征及地基建筑工程处理方法..... 王华 (38)

钻机零件的热处理技术要求..... 吴仲坤 (42)

# SMW 工法简介

罗祥

(贵州省水利设计院 贵州 贵阳 550002)

## 前言

### (1) SMW 工法简介

SMW 工法是土 (Soil) 和水泥浆在原位置混合 (Mixing) 建造挡土防水墙 (Wall) 技术的简称, 也叫柱列式土壤水泥墙工法。它是将土和水泥系悬浮液进行原位搅拌而制成的地下连续墙。它于 1976 年在日本问世, 是日本成辛工业株式会社所拥有和开发的一项专利。我国于 1994 年刚开始引进该技术, 该工法在上海越来越得到人们的重视, 已经连续在多个重点工程中得到应用。

SMW 工法是采用兼具钻孔与混合搅拌功能的钻孔搅拌机构进行施工的。这种机构是由多根互相联系的钻杆组成, 钻杆内为空心管, 前端设有压注水泥浆的排出口。制作 SMW 工法时, 钻孔搅拌机构在指定位置进行钻孔, 同时, 该机构通过地面供浆系统在钻杆前端输出压注水泥浆, 这样, 悬浮液与原位置的土均匀混合, 搅拌, 形成水泥土化的壁体。

SMW 工法最常用的是三轴型钻掘搅拌机, 其中钻杆有用于粘性土及用于砂砾土和基岩之分, 此外还研制了其他一些机型, 主要用于城市高架桥下等施工空间受限制的场合、海底筑墙或软弱地基加固。

### (2) SMW 工法施工原理

SMW 工法的原理是用具有削孔与混合搅拌功能的多轴型钻掘搅拌机在工程现场向一定深度土层进行钻掘, 用同时在钻头处喷出水泥浆与地基土反复混合搅拌, 固化后, 形成连续的墙体。此种多轴式钻孔机沿连续墙构筑方向有复数的搅拌轴并列, 而且搅拌叶片之间有一部分相互重叠, 因此, 横向连续性是很高的。

### (3) SMW 工法的施工流程

施工流程如图 1 所示。

## SMW 工法特点及适用范围

### (1) SMW 工法主要优点

1) 在施工过程中不会扰动邻近土体, 它是利用原位置的泥土掺入水泥后进行搅拌, 因此, 不会产生邻近地面下沉、房屋倾斜、道路裂损及地下设施移位等危害。

2) 钻杆具有螺旋推进翼与搅拌翼相间设置的特点, 随着钻掘和搅拌反复进行, 可使

水泥系强化剂与土体得到充分搅拌，而且墙体全长无接缝，从而使它比传统的连续墙具有更可靠的止水性，其渗透系数  $K$  可达  $10^{-7}$  cm/s。

3) 可在粘性土、粉土、砂土、砂砾土、 $\Phi 100$  以上卵石及单轴抗压强度 60 MPa 以下的岩层应用。它不仅可作为挡土墙使用，还可用于各种挡水帷幕工程、基坑围护工程、地基处理工程及软地基加固等多种用途。

4) 成墙厚度可达 550~1300 mm，成墙最大深度目前为 65 m。

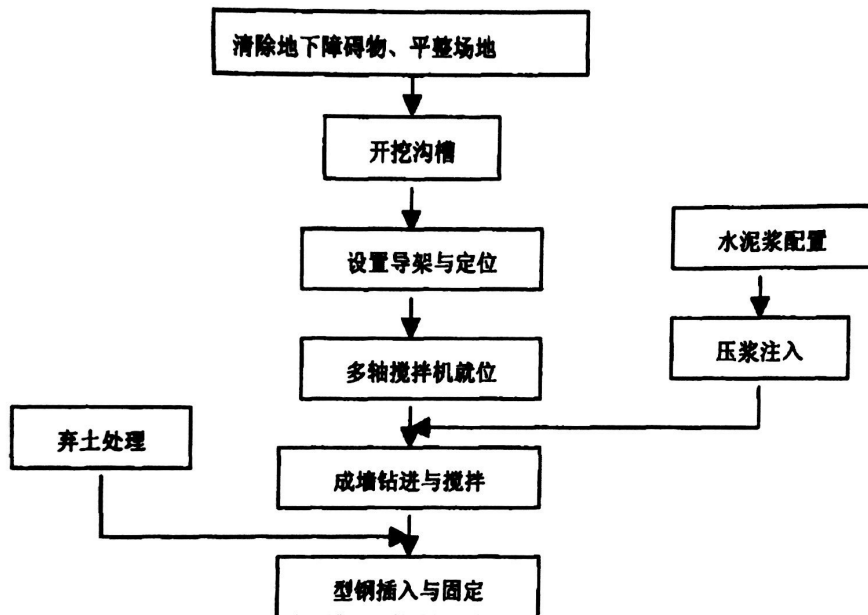
5) 工期短，在一般地质条件下，每一台班可成墙 70~80 h。

6) 废土外运量少，可加入工字钢，提高水泥土连续墙的强度。

7) 造价低廉。用作地基基坑围护结构时采用 SWM 工法比钻孔灌注桩形成可降低造价约 18%。

8) 低震动，低噪音。

9) SMW 工法工期快，钻孔灌注桩工期较慢且施工工序多。



SMW 工法施工流程图

图 1

### (2) SMW 工法主要缺点

SMW 工法的不足之处在于机械的重心位置比较高，在施工中，必须十分注意机械的稳定性。为了解决此问题，目前已开发出可在施工中接长钻杆的低重心机型。另外，该工法在遇到大深度硬岩基础时，可能出现重叠搭接消失的情况，因此，在施工中，必须同时采取随时确认桩的位置精度的方法。

### (3) SMW 工法的适用范围

SMW 工法除可作为高可靠性的挡水墙使用外，还可以插入各种芯材作为挡土墙及抗土压支撑墙等广泛使用。

550 系列适用于最大钻孔深度在 35 m 以内，它的三轴钻机的主机有 MAC-150-3J 和

MAC-120-3J型,轴间距450 mm,搅拌直径 $\Phi 650$  mm,配钻杆25 m。850系列适用于45 m以内的止水挡土墙,它的三轴钻机的主机有MAC-240-3B和MAC-200-3B,轴间距600 mm,搅拌直径 $\Phi 850$  mm,配钻杆30 m;当钻孔深度要求超过最大深度时,可根据现场土质、SMW工法的质量规范等,并参考以往的施工经验,研究一种适当的施工方法。

## SMW工法施工中应注意的要点和技术措施

### (1) SMW工法的墙体施工顺序

施工时,为了保证墙体的连续性和垂直精度,各墙段都要搭接施工。

SMW工法搅拌桩施工以图2所示顺序进行,其中阴影部分为重复套钻,以保证墙体的连续性和接头的施工质量,三轴水泥搅拌桩的搭接以及施工设备的垂直度补救是依靠重复套钻来保证,以达到止水的作用。

### (2) SMW工法的压注水泥浆配合比

压注水泥浆的配合比必须根据地基条件和施工条件而定。压注水泥浆中的水灰比和注入量对水泥土强度及挡水性能起着关键性的作用。

压注水泥浆的水灰比除直接与水泥土强度和止水性能有关外,还与泥浆泵的压送能力,粘土地基的搅拌均匀性及可施工性等有关,在满足这些施工条件的基础上应尽可能降低水灰比,这对墙体强度及止水性能是有益的。水泥注入量必须根据土质的种类,地基搅拌的均匀性和可施工性综合确定。如果注入量过多,墙壁柱体内的含水量大,从而造成强度及止水性能降低。

### (3) 施工应急措施

1) 在SMW工法施工过程中,若因处理障碍物、机械设备坏修、断电等意外情况发生而造成施工时间过长时,需在相邻两幅桩外侧进行补桩。

2) 在基坑开挖过程中,应组织专业堵漏小组在施工现场进行值班,一旦发现渗漏现象,立即组织施工。如发现小渗漏,用早强水泥墙内堵漏;视堵漏效果,必要时可在围护墙体外侧采用双液注浆进行堵漏。

### (4) 管线的保护

1) 开槽挖沟明确管线的确切的空间位置,并作悬吊和支撑处理。

2) 施工保护管线两侧的SMW工法,必要时,适当调整H型钢插入密度。

3) 采用高压旋喷工法做好保护管线下部至围护设计桩底位置区间以及与SMW工法墙体结合部的止水作业。

4) 保护管线上部覆土,并作止水处理。

### (5) SMW工法的技术措施

1) 改性土体,遇到砂性土,为使其具有可塑性与流动性,防止出现三轴深层搅拌机下沉、搅拌后水泥土中的砂沉积及发生钻杆埋钻现象,在外排水泥土深层搅拌桩施工时,在第一次喷的浆液中减少水泥掺量(所减少的水泥量加在第二次喷的浆液中),并加放定比例(由试验确定)的膨润土,适当加大水灰比;而在需插入H型钢的内排搅拌桩施工时,

采用适当浓度(由试验确定)的膨润土泥浆上下搅拌1次,目的是提高粘土层的润滑分散性,增加粉砂层和粉、细砂层的粘粒,减少土体对钻杆与H型钢的贯入阻力,便于水泥土深层搅拌桩施工与H型钢的插入。

2) 调节搅拌机速度。水泥土深层搅拌桩施工时,若喷浆、搅拌、钻进速度过快,会对周围的土体产生挤压作用,造成周围土体隆起;若钻杆提升速度过快,会使钻头周围的土体压力减小,使桩周围的土体向成桩区域挤压移动,造成桩周围土体的沉降。因此,根据不同的地质条件,搅拌机下降、提升速度可在1~2 m/min之间调节,即在通过粘土层、粉砂层和粉、细砂层时,必须降低搅拌机升降移动速度,使土体充分搅碎,与浆液混合均匀。

3) 保证浆液配比及输浆量的准确。严格按浆液设计配比拌浆和送浆,每根桩所需的浆量必须全部输送到位,在搅拌钻机提升出地面前不准停止送浆,确保水泥土桩的完整性。

4) 合理安排施工顺序。改以往水泥土深层搅拌桩顺打法施工为跳打法施工,使钻头切土搅拌在均质土层中,以避免顺打法施工时钻杆易往已施工桩位方向偏斜的现象发生。

5) 及时清除弃土。由于搅拌钻机提升出地面时,会有废弃水泥土浆涌出槽外,及时清除废弃水泥土浆,是提高施工效率的保证,也有利于桩机移位和定位以及H型钢的定位与插入。

#### (6) SMW工法的施工注意事项

1) 拌制水泥浆液时应搅拌充分、均匀,贮浆池中的浆液应经常搅动,以防离析;

2) 搅拌机的工作电流控制在电机额定值内,否则,应降低三轴深层搅拌机下沉或提升的速度;

3) 打桩架的提升卷扬机电机工作电流值控制在额定值内,即提升三轴深搅机的力小于桩架额定拔桩力,防止因桩架立柱、提升钢丝绳超载而造成的设备安全事故;

4) 在H型钢插入前,应先确认H型钢的桩位偏差不大于50 mm,与H型钢的垂直度偏差不超过0.5%,并在插入过程中控制好H型钢的垂直度。

## 结 论

SMW工法是目前较为新颖的深基坑围护施工方法。由于它具有造价低、止水性好和无污染等特点,目前有着日益广泛的应用前景。SMW工法围护施工中,很重要的一点就是H型钢起拔回收技术,它直接关系到施工成本。

# 岩土工程勘察工作中若干常见误区分析

王建安

(江苏东方建筑设计有限公司 南京 210008)

## 前言

岩土工程勘察是工程建设中必不可少的环节,其主要目的为:如实弄清拟建场区水文地质和工程地质条件,提供准确的岩土工程特性指标和地基基础设计参数,对建筑场地进行稳定性和适宜性评价,并提出经济合理的岩土利用、整治、改造的建议和方案。岩土工程勘察工作应根据拟建物的性质、规模、荷载、结构特点和拟建场地的岩土特点、地基复杂程序等情况综合确定。

### (1) 常见误区及分析

1) 建筑荷载较小,地基上部土层工程性质良好,可以按天然地基布置勘察工作量。

产生认识偏差的原因包括:

a) 认为地基承载力满足要求即可,忽略了建筑物对变形的要求。地基主要受力层内存在下列情形之一的,应按桩基勘察布置勘察工作量:

①地基主要受力层内存在厚度分布严重不均匀的压缩性差异较大的岩土层,建筑荷载作用下可能产生的不均匀沉降量超出规范要求范围的;

②地基主要受力层内存在厚度较大的高压缩性土层,建筑荷载作用下可能产生的沉降量超出规范要求范围的。

b) 没有收集场区整平标高资料。设计±0.00 标高大大高于勘察时地面标高,需填土厚度较大,采用天然地基不经济时,应按桩基勘察布置勘察工作量。

### (2) 忽视详细勘察的勘探深度自基础底面算起的规定。

规范明确规定详细勘察的勘探深度自基础底面算起。在一些建设工程中,场平标高低于原有地面标高,勘探时场区尚未挖方整平。勘察前因没有收集场区整平标高资料或忽视详细勘察的勘探深度自基础底面算起的规定,导致勘探深度小于规范强制性条文规定,甚至高于基础底面标高。

### (3) 不应利用填土,应予以挖除。

因为这样的认识失误,往往缺少填土层的试验和测试数据,在经济上也可能导致一些工程建设不必要的浪费。如填土厚度较大,采用大开挖换填垫层、桩基处理不经济,根据拟建建筑结构、荷载特点和填土性质,适宜采用碾压、强夯法、注浆法等改造利用时,应对填土进行测试,判别其均匀性、密实度,并采取试样进行试验提供可能采用的地基处理

方法所需的指标和参数。

(4) 每个场地每一主要土层的原状土样或原位测试数据只需要 6 件(组)就能满足规范规定。

引起该失误主要原因可能在于忽视了下列情况:

1) 采取的原状土样取土质量较差,某些试验项目明显异常的试验数据不应参与统计。

a) 土层性质不均匀,岩土参数的统计变异系数较大,离散性较强,应增加取土数量或原位测试工作。

b) 设计等级为甲级建筑物应提供荷载试验指标、抗剪强度指标、变形参数指标和触探资料;设计等级为乙级的建筑物应提供抗剪强度指标、变形参数指标和触探资料;设计等级为丙级的建筑物应提供触探及必要的钻探和土工试验资料。除此外,尚应提供建筑物地基基础、基坑支护、地下水控制等设计和处理所需的岩土参数。因此,取土数量应满足提供所需的各类岩土参数试验和统计要求。

(5) 基坑工程勘察的深度为开挖深度的 2~3 倍即可。

基坑工程勘察的深度应根据支护结构设计要求(包括渗流计算)、单纯地下室基坑的抗浮设计要求确定,而非简单的“基坑工程勘察的深度为开挖深度的 2~3 倍”的规定。存在下列情形之一时,尤应注意:

1) 深厚软土分布:

a) 基坑影响深度范围内有透水性较好的土层分布,应进行渗流计算的:

b) 单纯地下室基坑,需设计抗浮桩的。

(6) 不考虑荷载与结构条件,在深厚软土分布地区,一味地要求勘探孔都应穿透软土。

当前,勘察市场竞争激烈,许多工程勘察以总价一次性包死的形式签订合同。诚然,勘探孔穿透软土进入良好土层一定深度,这样的要求没有错,这样能满足桩基勘察要求;但应考虑上部荷载与结构条件,应优先考虑采用浅部处理。在深厚软土分布地区,可不作地基变形计算设计等级为丙级的建筑物,若采用浅部处理,其地基承载力能够满足要求,则在该建筑物勘察时勘探深度并不必须穿透软土层,可按一般性孔控制主要受力层,控制性孔穿透软土层的方式布置勘探深度。

(7) 布置勘察工作时,仅从拟建建筑的荷载条件考虑,未考虑对建筑场地的稳定性和适宜性评价要求。

勘察工作的内容,不仅应提供满足拟建建筑的结构、荷载条件所需的岩土工程特性指标和地基基础设计参数,尚应包含可能影响工程稳定的不良地质作用、建筑场地类别、建筑抗震地段划分和岩土地震稳定性等对建筑场地的稳定性和适宜性评价所需的内容。

(8) 钻探时采用泥浆护壁或在弱透土层中加水钻进,未经有效处理,量测到的水位就作为地下水位;钻探时带水钻进,未经有效处理,采集到的水样就作为地下水样。

钻探时采用泥浆护壁或在弱透土层中加水钻进,孔内外加的水难以渗入地层,未经有效处理,量测到的水位为假水位,应高于地下水位,甚至地层可能本没有地下水分布。

钻探时采用泥浆护壁或加水钻进影响地下水位量测时,应采用套管护壁或干钻。若钻

探时带水钻进，应采取措施抽出钻孔内外加的水使地层内水体渗出，这样，采集到的水样才是地下水样，才具有代表意义。

(9) 钻孔深度范围内有2个以上含水层，未经隔水处理，量测到的混合水位作为含水层的地下水位。

钻孔深度范围内有2个以上含水层，应分层量测水位，在钻穿第一含水层（到下一含水层之前）并进行静止水位观测之后，应采用套管隔水，抽干孔内存水，变径钻进，再对下一含水层进行水位观测。这样，量测到的水位才为含水层分层水位。

## 结束语

许多弄清地基岩土的状况和获取其工程特性指标的岩土工程勘察手段是间接的，非直观的，岩土工程勘察工作者应掌握与岩土工程勘察有关的各类规范、规程，勘察工作中应仔细、认真、考虑全面，并且不断总结、提高，这样才能使勘察工作有条不紊地开展，能够确保勘察成果满足设计使用要求，也能避免或减少不必要的浪费。



# 浅析水文地质对工程地质勘察的影响

沈瑶

(江西省水利规划设计院 江苏 南昌 330029)

## 引言

工程地质勘察作为工程地质学的一个重要分支,为城市规划、片区开发、旧城改造等工程建设提供地质资料。由于工程建筑与它所处的地质环境均产生着不同性质、不同规模、不同程度的相互作用和相互制约,一方面由于工程建筑的建设,必然在一定程度上破坏和改造着地质环境,从而给周围的地质环境增添新的有利或不利的因素,改变着原有的地质条件,另一方面则由于拟建场区的施工对周围地质环境的破坏和改造,势必关系到工程建筑的施工条件、造价,以及建筑物的稳定性和使用条件。

## 工程地质概述

工程地质是调查、研究、解决与人类活动及各类工程建筑有关的地质问题的科学。目的是查明各类工程场区的地质条件,对场区及其有关的各种地质问题进行综合评价,分析、预测在工程建筑作用下,地质条件可能出现的变化和作用,选择最优场地,并提出解决不良地质问题的工程措施,为保证工程的合理设计、顺利施工与正常使用提供可靠的科学依据。研究的主要内容有:确定岩土组分、组织结构(微观结构)物理、化学与力学性质(特别是强度及应变)及其对建筑工程稳定性的影响,进行岩土工程地质分类,提出改良岩土的建筑工程性能。

工程地质勘察的基本任务是运用地质和力学知识回答工程上的地质问题,目的主要是查明工程地质条件,分析存在的工程地质问题,对建筑场区作出工程地质评价,从地质方面保证工程建筑与地质环境相适应,使工程安全、经济、运行正常。

## 工程地质与水文地质密切相关

在工程勘察、设计和施工过程中,水文地质问题始终是一个极为重要但却易被忽视的问题。地下水是岩土体的组成部分,它直接影响建筑场地基岩土体的工程特性,又作为建筑物的环境条件与基础工程紧密接触,对建筑物地基基础的稳定性和耐久性产生影响,而在实际的勘察工作中,因为很少直接涉及水文参数的利用,水文地质问题往往只被认为是象征性的工作,在勘察中大多只是简单地对天然状态下的水文地质条件作一般性评价。

### (1) 明确工程地质勘察中水文地质问题评价内容

影响工程的水文地质因素有：地下水的类型，地下水位及变动幅度，含水层和隔水层的厚度和分布及组合关系，土层或岩层渗透性的强弱及渗透系数，等等。为提高工程地质勘察质量，应在工程地质勘察中加强对水文地质问题的研究，不仅要查明与岩土工程有关的水文地质问题，评价地下水对岩土体和建筑工程可能产生的作用及其影响，而且要提出预防及治理措施的建议，为设计和施工提供必要的水文地质资料，以消除或减少地下水对工程建设的危害。但在工程地质勘察报告中，通常缺少结合基础设计和施工的需要评价地下水对岩土工程的作用和危害。今后在工程地质勘察中，对水文地质问题的评价，主要应考虑以下几个方面：

- 1) 评价地下水对岩土体和建筑物的作用和影响，预测可能产生的岩土工程危害，提出相应的防治措施。
- 2) 进行工程勘察，查明有关水文地质问题，提供选型所需的水文地质资料。
- 3) 在明确地下水的天然状态和天然条件下的影响，更重要的是分析预测在人为工程活动中地下水的变化情况，以及对岩土体和建筑物的反作用。
- 4) 地下水对工程的作用与影响，提出不同条件下应当着重评价的地质问题。

### (2) 岩土水理性质的测试和研究

岩土的水理性质是指岩土与地下水相互作用时岩土显示出来的各种性质，主要有容水性、持水性、透水性等，这些特性与构成岩土的固态、液态和气态三态紧密相关。地下水在岩土体中有不同的赋存方式：按埋藏条件分为上层滞水、潜水、承压水，按含水层空隙性质分为孔隙水、裂隙水、岩溶水。不同形式的地下水对岩土水理性质的影响程度有所不同，而且影响程度与岩土的类型有关。以往在工程地质勘察中对岩土水理性质的测试多被忽视，因此应重视岩土的水理性质的多方位分析评价。

### (3) 充分认识地下水对岩土工程危害

地下水引起的岩土工程危害，主要是由于地下水位升降变化和地下水动水压力作用两个方面的原因造成的。引起地下水位的变化可分天然因素和人为因素，当地下水位的变化达到一定程度时，都会对岩土工程造成危害，地下水位变化引起危害可分为三种方式。

#### 1) 水位上升对岩土工程危害

造成潜水位上升的因素包括：附近修建水库，附近河流、湖泊、水库的水位升高，灌溉工程包括引水渠道和水浇地渗漏工程施工，工业废水和各种地下给排水管道的渗漏，等等。潜水位上升对建筑物的安全是极其不利的：它会软化地基，使粘性土含水率增高而强度降低压缩性增高，进而使建筑物产生较大的沉降变形；使地基隆起或产生侧向位移，引起基础上浮，建筑物失稳；使原本并没有达到饱和状态的砂土及粉土达到饱和状态，引发砂土地震液化问题，或者引发流砂、管涌等现象；斜坡、河岸临空面因潜水位上升降低了岩土体力学性能而产生滑移、崩塌等不良地质现象，导致破坏或失去正常的使用功能。

#### 2) 地下水位下降引起的岩土工程危害

地下水位的降低多是由于人为因素造成的，如集中大量抽取地下水，采矿活动中的矿床疏干，以及上游筑坝、修建水库截夺下游地下水的补给，等等。地下水的过大下降，常

常诱发地裂、地面沉降、地面塌陷等地质灾害,以及地下水源枯竭、水质恶化等环境问题,对岩土体、建筑物的稳定性和人类自身的居住环境造成很大威胁。

### 3) 地下水频繁升降对岩土工程造成的危害

地下水的升降变化能引起膨胀性岩土产生不均匀的胀缩变形,地下水升降频繁,不仅会使岩土的膨胀收缩变形往复,而且会导致岩土的膨胀收缩幅度不断加大,进而形成地裂,引起建筑物特别是轻型建筑物的破坏。

## 结语

综上所述,水文地质工作在建筑物基础持力层选择、基础设计、工程地质灾害防治等方面所起的重要作用显而易见,城市工程地质勘察中的环境地质问题,是直接影响拟建物建设安全、造价与使用效果的关键问题。

随着工程地质勘察的发展,其影响越来越广泛,只有在实际工作中,充分收集已有的地质资料和相邻旧建筑物的施工竣工资料,进行综合分析、评判,并结合本地区成功的建筑经验,提出合理的施工措施,保证拟建物经济、快速、安全的建设,同时又使相邻旧建筑物安全稳定和环境地质保持稳定甚至加强,才能取得较好的社会效益和经济效益,使工程地质勘察成果的实用性和预见性更好地服务于工程建设。

# 浅议地质分析中的工程地质勘察

方静

(贵州省水利设计院 贵州 贵阳 550002)

## 前言

目前工程地质勘察行业在我国还处于起步阶段,岩土工程勘察中存在问题亦难免,为此岩土工程的发展应注意如下方面:(1)要大力采用新技术、新设备及新方法,以保证岩土工程的质量和进度,使之能在激烈的市场竞争中取胜。(2)加强与建筑设计单位及施工单位的合作,力求做到勘察、设计及施工一体化。(3)加强技术上和体制上的立法工作,使岩土工程逐步规范化、系统化。(4)加强计算机技术在岩土工程中的应用研究,当前岩土工程正朝规范化、标准化方向发展。岩土工程问题日趋复杂,传统的岩土工程方法,已难以适应发展的需要,因此,利用计算机技术对岩土工程的各项工作进行科学、系统的管理,以提高工作的效率而且还可以节省大量人力和物力。

岩体力学实验研究:岩体力学参数有充分的代表性,针对性和对岩体变形机理深刻的认识以及力学模型是否表征的问题的关键和要害。

## 原则

### (1) 岩土参数问题

主要是那些难于取到原状岩土样和难于进行室、内外试验的岩土层即粗颗粒土、残积土和风化岩等。其岩土设计参数难于确定。采用整理后的试验值作为标准值,再根据水工建筑物地基或围岩的工程地质条件进行调整,提出地质建议值,当采用结构可靠度分项系数及极限状态设计方法时,岩土性能的标准值宜根据岩土试验性能的概率分布的某一分位值来确定。

### (2) 土的物理力学性质参数地基渗漏系数

采用室内试验或抽水试验的大值平均值作为标准值;用于水位降落、排水计算宜用小平均值,供水工程计算可用平均值。粘性土地基, $f$ 可采用室内饱和固结快剪90%, $c$ 可取20%~30%,对于砂性土, $f$ 采用85%~90%,不计 $c$ 值;土的抗剪强度宜采用试验峰值的小平均值作为标准值;软土宜用流变值。

### (3) 岩体的物理力学性质参数

当试件呈脆性破坏时,坝基抗剪强度取值。拱坝应采用峰值强度的平均值作为标准值;重力坝应采用概率分布的0.2分位值作为标准值或采用峰值强度的小值平均值,或采用优

定斜率法的下限作为标准值。抗剪强度采用比例极限强度作为标准值。当试件呈塑性破坏时,以其屈服强度作为标准值,并考虑时间效应,并按流变影响进行折减。

总体变形指标应根据岩体实际承受工程作用力方向和大小进行原位试验,并采用压力—变形曲线上建筑物最大荷载下相应的变形关系选取标准值。

(4) 结构面的抗剪强度当结构面试件的凸起部分被啃断或胶结充填物被剪断时,采用峰值强度的小平均值作为标准值。当结构面试件呈磨擦破坏时,应采用屈服强度或流变强度作为标准值。

(5) 软弱层、断层的抗剪强度,当试件呈塑性破坏时,应采用屈服强度或流变强度为标准值当试件粘粉含量大于30%或有泥化镜面或粘土矿物的蒙脱石为主时,应采用流变强度作为标准值。在固结剪切中,峰值与流变折减系数为0.8,屈服值与流变折减系数为0.93,其剪切带屈服值相当于峰值60%~70%。

(6) 斜坡稳定计算参数岩质边坡潜在的滑动面的抗剪强度可取峰值强度;古滑坡或多次滑动面的抗剪强度可取残余强度。

## 方法

### (1) 抗剪断强度试验资料整理分析方法

1) 检查原始试验资料,论证各试点峰值抗剪强度;2) 点绘原始资料水平位移—剪应力—垂直位移曲线;3) 确定抗剪强度特征值;对于脆性破坏型的混凝土基岩抗剪,采用前端剪胀点作为混凝土基岩胶结面不开裂的控制点,确定为近似比例极限。4) 依据大剪试验剪面地质素描图,分析多试点情况,确定剪切类型,点绘 $\sigma$ - $\tau$ 关系曲线,分别整理单组及分类的抗剪强度指标。

### (2) 岩体变形特征试验资料分析整理方法

1) 检查原始资料,判断多级压力下变形是否稳定;2) 对最后一级压力下变形值进行修正,确定变形稳定值;3) 采用某级荷载下回弹线延长近似计算弹性模量,解决部分试点由于卸荷至零点荷载扳脱离而造成的弹性变形不确切的问题。

### (3) 优定斜率法

#### 1) 优定斜率法的基本思路。

尊重岩体的结构特征,不搞机械式的分解和装配,对组成岩体抗剪强度参数的两个随机变量 $f$ 、 $c$ ,利用其稳定性的差异和相关性,按先易后难的原则,先优定 $f$ ,再求其 $c$ ,建立参数取值较科学程度,习题减少主观随意性。其内容和步骤包括以下几个方面。

①岩体力学测试研究,成果整理分析和参数选取均建立在岩体工程地质分级基础上;②加强现场试验点和剪切面具体结构条件的调查、统计和分析;③注意岩体变形、破坏机理的研究,重视测试成果与试点地质条件对应关系的分析;④通过分析后,先优定各岩级摩擦系数;⑤在此基础上分别求出多各级相应斜率的凝聚力值。

#### 2) 斜率优定的方法。

①综合分析法:首先分析岩石在三维状态下的强度特征,探索内摩擦角的变化规律,

再根据各岩级试验成果绘制  $\tau$ - $\delta$  关系图,从其点群分布的总趋势和,并注意岩级试点应力-应变关系所显示的特点,以及个别离散度试点的代表性,大致确定出点群上、下包线的斜率,最后参考工程实践经验,综合分析确定各岩级的斜率;②公式计算法(岩体破坏经验准则推求法)大量资料表明:库伦强度准则中的摩擦系数应理解为在最大正应力下的瞬时摩擦系数综合值,因此,根据坝基岩体可能达到的应力水平,确定此应力区段骨的全部瞬时摩擦系数的平均值,以此作为摩擦系数的优定值,并按经验破坏准则导出各岩级的优定内摩擦角。

#### (4) 统计和概率方法

统计和概率方法是建立在足够有效的数据采集的基础上,根据这些数据样本求得统计学特征和经验概率分布,再由统计推断获得参数的理论概率分布函数的一种方法。

## 岩土力学参数的内容

### (1) 地下洞室岩体物理力学参数内容

中小型水利水电工程地质勘察经验汇编提出围岩主要物理力学参数有:密度  $\gamma$ 、凝聚力  $c$ 、内摩擦角  $\varphi$ 、变形模量  $E_0$ 、泊桑比  $\mu$ 。

各个地勘报告提出一下洞室岩体力学参数内容是不一致的,而不同功能的隧洞设计使用指标是不一致的,大跨度地下厂房、地下洞室合作的指标也有不同。因此,地下洞室岩体力学参数必须根据水工建筑物结构、功能提出满足设计使用的指标。

### (2) 大坝地基岩体物理力学参数的内容

在阅读我们的地勘报告中,大坝地基岩体物理力学参数的内容也存在一定差异,但总的内容是一致的。其主要指标、岩体抗剪强度、地基承载力、变形指标、软弱夹层抗剪指标,但这些指标有个共同特点,指标基本相同,没有根据地质环境分析评价,特别是软弱夹层指标,很多是无试验资料,都是所谓的“类比”。

## 结语

随着现代各种勘察测试技术的应用的日益推广,促进了地质学和岩土力学理论为基础的近代工程地质的发展。在地质勘察工作中要根据具体的地质环境,进行认真细致的地质分析,并与岩土力学理论和实践紧密结合加以分析,得出可靠的可供设计使用的岩土力学参数。

# 道路场地岩土工程分析评价

徐哲明

(江西省水利规划设计院 江苏 南昌 330029)

## 引言

某道路工程场地位于攀枝花市炳三区,场地北侧紧邻攀枝花炳仁线公路,南侧顶部是炳三区已经建成的D线及P线道路,西侧与学府花园住宅小区相邻。由于线路位置的调整以及炳三区高强度开发建设,道路场地环境地质条件和水文地质条件发生改变,根据F线道路设计标高结合现状地形标高,F线道路形成后,将在道路右侧形成43~57m高边坡,原有勘察成果不能满足现在设计要求,需要对F线道路根据调规后的设计进行补充勘察。

## 场地工程地质条件

### (1) 地形地貌

场地属中低山构造剥蚀地貌,斜坡地形,地势北低南高,场地北侧最低为拟建F线道路和炳三区F10, F11地块,斜坡坡脚为炳仁线公路,场地南侧为炳F13地块和P, D线道路,高程介于1268~1335m之间,相对高差67m,自然坡度约25°~40°,在道路开挖地段局部存在有陡坎。坡面上植被发育一般,以低矮灌木及山地草丛等为主。

### (2) 地层岩性

勘察区地层岩性由新到老主要为第四系全新统素填土、填筑土(Qm14)、第四系全新统粉质粘土层(Qd1+e14)、第四系中更新统昔格达组地层(QfgIII)和华力西期花岗岩( $\gamma$ )。各岩土层特征描述如下:①1素填土(Qm14):浅黄色、局部为杂色,成分主要为粉质粘土、昔格达组泥岩粉砂岩碎块及碎屑等组成,干~稍湿,松散。该层主要为平整场地和公路开挖形成,分布不均匀,回填时间约3年,厚度1.0~14m不等,在场地局部地段均有分布。①2填筑土(Qm14):灰白色,主要由花岗岩碎块及碎屑等组成,干,中密状。该层主要分布在P线公路路基位置,填土范围距在F线道路南侧,距离为25m,经分层碾压回填,揭露最大厚度为18m。②粉质粘土(Qd1+e14):浅黄色,含少量昔格达组泥岩粉砂岩碎屑,见铁锰质浸染。稍湿,可塑状。该层主要分布在表层,厚度小,钻探揭露厚度为0.9~4.9m。③昔格达组泥岩、粉砂岩(QfgIII):昔格达组泥岩:浅黄色,矿物成分主要由粘土矿物等组成,泥质结构,薄层状构造,水平层理,半成岩状态,胶结较好,遇水易崩解。岩芯层柱状、块状。昔格达组粉砂岩:浅黄色,矿物成分主要由长石、石英等组成,粉砂质结构,薄层状构造,水平层理,半成岩状态,胶结较好,遇水易崩解。岩芯层砂状、块

状。④华力西期强风化花岗岩( $\gamma$ ):灰白色,节理裂隙很发育,裂隙面可见褐黄色铁锰质侵染,岩石中大部分矿物有风化蚀变现象,岩石多呈碎块状、块状,干钻困难,清水钻进岩芯呈粗砂状,碎块状,碎块状岩芯手捏可碎。该层在地表未见,根据设计标高,在开挖边坡北侧F线道路起始段将有揭露。

### (3) 区域地质构造及地震

调查区在区域构造上位于川滇南北向构造带中段西侧于滇、藏“歹”字形构造复合部位,构造十分复杂,褶皱、断裂发育,古有岩浆岩侵入,火山爆发,时至燕山期、喜山期构造活动仍然强烈。场区构造受南北向的断裂构造控制,主要有纳拉箐断层、田保断层、烂泥湾断层、大渡口断层等,这些断裂带控制着地层岩性分布、山脉水系的走向,也都是控震构造。场地位于大渡口断层东南部,由于当地新构造活动强烈,地震时有发生。

### (4) 水文地质条件

场地分布有地下水位置主要在掩埋填土位置和昔格达组土层内,水位一般较深,其他地段均未见有地下水。场地地下水类型主要为上层滞水和孔隙型潜水。上层滞水主要赋存在场地内掩埋小冲沟及表层素填土、粉质粘土层内,勘察期间(11月)水量小,受大气降水渗透补给,受季节影响变化大,沿填土与昔格达组层间及沿冲沟排泄到坡脚。孔隙型潜水主要赋存在昔格达组粉砂岩内,主要由大气降水及上层滞水垂直渗透补给,沿昔格达组粉砂岩层面向下排泄,旱季时水量较小,雨季时受大气降水影响较大。钻孔取水样进行侵蚀性分析,判定场地地下水对混凝土结构具有微腐蚀性,对混凝土结构中的钢筋有弱腐蚀性。场地及周边未见污染源,场地土体对建筑材料微腐蚀性。

### (5) 不良地质现象

通过调查在勘察区内不良地质作用欠发育,坡面大部分地表保持原生地貌,局部地段由于工程建设,场地内堆填和场坪开挖,堆填和开挖量小,对场地整体影响很小。场地东侧(金泰民工板房)炳F13地块有一个小型滑坡体,为填土滑坡,滑坡横向宽约20m,纵向长度约10m,厚度约3~6m,为小型滑坡,主要为地表水排放诱发填土滑动,场坪时表层小滑坡体将清除,小滑坡体对场地无影响。

## 工程场地地质条件评价

### (1) 场地地震效应评价

根据地质钻探情况,场地内未见液化地层。勘察区场地土类型为中软场地土,场地类别为II类,地震动峰值加速度为0.10g,相应抗震设防烈度为7度,设计地震分组为第三组,自然边坡高度约57m,开挖边坡高度41m,坡度陡,抗震一般不利。

### (2) 场地斜坡稳定性评价

斜坡范围内岩土体主要为昔格达组地层,表层局部地段分布有第四系全新统素填土、路基填筑土和粉质粘土,下伏地层为强风化花岗岩。F线边斜坡植被较发育,目前边坡大部分地段保持原状地貌,仅局部有回填、开挖现象。从机场路至D线道路总体为斜坡地形,总最大高差为58m,表层植被覆盖较好,地层坡度相对较缓,昔格达组地层弱透水~微



透水层，大气降水基本顺坡排泄出场外，场地自然斜坡整体稳定性好。昔格达组地层遇水易崩解，在地表水长期侵蚀作用下，局部陡坎地段产生风化剥落等掉块现象，对场地整体稳定无影响。场地局部地段分布有经碾压加固的素填土，在雨季时会易产生浅表层滑坡，场坪时表层填土将清除。场地自然斜坡整体是稳定的。

## 结语

根据勘察结果，场地内无液化地层。2) 场地位于地震带上，历史上有地震发生过，需要加强防震设置。3) 地下水带有微腐蚀性，对于有可能被腐蚀的材料，条件足够的话，需要对材料的防腐性加强甚至寻找新的材料进行替换。4) 地层构成中有第四系中更新统昔格达组地层，这类地层遇水易崩解，因此要做好排水设施：在雨季施工时，对开挖揭露出该地层的地方要做好防雨措施。

# 准格尔矿区黄土滑坡的分析与防治

周俊逸

(煤炭工业部合肥设计研究院, 合肥 230041)

## 引言

准格尔矿区位于内蒙古自治区伊克昭盟准格尔旗境内, 属于鄂尔多斯台向斜的东缘, 为黄土高原地区。在该矿区范围内, 对工程建设影响较大的冲沟、滑坡、蠕变等黄土高原所具有的不良物理地质现象种类较全, 景观繁多。随着矿区工程建设的大规模展开, 近几年又相继发生了多起黄土边坡与路堑失稳并伴随滑坡发生之现象, 给整个矿区的工程建设带来了极大的影响, 使国家蒙受了一定的财产损失。

为了更有效地防治滑坡, 加快工程建设, 减少国家财产的损失, 本文仅就该地区所发生滑坡的主要原因加以初步探讨, 并同时对其防治措施提出一些个人的粗浅看法, 供今后在该地区工作的同志以借鉴。

## 场区工程地质条件

### (1) 地形地貌

该地区属于黄土高原北部边缘地区, 位于黄河岸边。地面标高在海拔 1000 m 以上。场区内原始地貌形态以黄土塬、梁、斜坡为主。西北侧的点岱沟为该场区附近的最低侵蚀基准面。

### (2) 古滑坡特点

场区内各原始冲沟两侧及斜坡地貌单元的边缘存在许多古滑坡体, 滑坡的规模大小不一, 最大规模面积约占  $0.1 \text{ km}^2$ , 多数滑坡为  $100 \text{ m} \times 200 \text{ m}$  左右。该类滑坡的形成首先是由于冲沟中地表水冲蚀切割破坏了边坡坡角, 产生了较大的临空面, 当侵蚀面达到含水的软质土层或泥岩风化层时, 地下水向外渗出湿润了地层, 降低了坡脚土层的抗剪强度, 在厚层黄土自重压力的作用下, 整层向外移动, 从而形成滑坡。

### (3) 地层构成

本场区第四纪地层主要为风积与水积的  $Q_4$ 、 $Q_3$ 、 $Q_2$  的黄土状粉土、黄土状粉质粘土, 上覆在二叠系上石盒子组 ( $P_2S$ ) 强风化泥岩、砂岩等煤系地层之上。其上的黄土状土除  $Q_4$  (厚度为  $0 \sim 4 \text{ m}$ ) 具有湿陷性外, 其余 (厚度  $8 \sim 50 \text{ m}$ ) 均不具湿陷性。

### (4) 土层的工程特性

在天然状态下, 该区各土层物理力学性质指标一般为:  $\omega=10.3\% \sim 16.6\%$ ;  $\gamma=16.4 \sim$

$18.2 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_d=14.4\sim 15.6 \text{ kN/m}^3$ ;  $e=0.80\sim 0.91$ ;  $I_p=8.3\sim 11.3$ ;  $a_{1-2}=0.09\sim 0.21 \text{ MPa}^{-1}$ ;  
 $E_{s1-2}=16.6\sim 22.4 \text{ MPa}$ ;  $C=19.3\sim 33.9 \text{ kPa}$ ;  $\varphi=10^\circ\sim 25^\circ$ 。

#### (5) 土层的颗粒组成

该地区土层主要由砂粒与粉土颗粒组成。颗粒分析结果为: 砂粒 ( $>0.075 \text{ mm}$ ) 约占 38.7%, 粉粒 ( $0.075\sim 0.25 \text{ mm}$ ) 约占 50.6%, 粘粒 ( $<0.25 \text{ mm}$ ) 约占 10.7%。颗粒分析结果表明, 该区土层粘粒成分很低, 粉土颗粒达 50% 以上, 说明该土层抗冲刷能力很低。

#### (6) 土层的水理特性

1) 场区内主要蓄水层为第四纪黄土状粉土, 土层的孔隙率为 31%~50%, 容水性较弱, 为半透水—弱透水性土层。

2) 由于土层为黄土状土, 具有针状的竖直孔隙, 因此垂直方向与水平方向的渗透性不一致。通过在现场进行试坑渗水试验与探井抽水试验, 分别取得了垂直与水平方向的渗透系数为:  $K_{\text{H}}=2.3 \text{ m/d}$  ( $2.66\times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ),  $K_{\text{V}}=0.29 \text{ m/d}$  ( $3.36\times 10^{-4} \text{ cm/s}$ )。

3) 本区地层除表层  $Q_4$  层具湿陷性外, 其余各地层均为非湿陷性黄土状土, 但遇水饱和后其抗剪强度均有所降低。经对比试验, 其结果为:  $C$  值降低 15.6%~50%,  $\varphi$  值降低 12.3%~18.5%。

## 气象水文条件

### (1) 气象条件

本区属大陆性干旱气候, 冬季寒冷而漫长, 夏季温热而短暂, 寒暑变化剧烈, 昼夜温差大, 最高最低气温相差悬殊 ( $+38^\circ\text{C}\sim -36.3^\circ\text{C}$ ), 年平均气温为  $6.1^\circ\text{C}\sim 8.8^\circ\text{C}$ 。降雨量集中, 汛期 (6~9 月) 降水量占全年水量的 60%~70%, 多年平均降水量 409.9 mm, 蒸发量 2126.5 mm, 蒸发量是降水量的 5 倍。冻结期从 10 月中旬起, 至翌年 4 月下旬解冻, 最大冻深 1.50 m。

### (2) 水文地质条件

该场区地下水的补给源主要是大气降水。大部分大气降水主要沿地表径流流入场区范围内的主要河流——点岱沟, 而后流入黄河。部分大气降水沿第四系黄土状土垂直渗入地下至风化岩与第四系地层接触界面处赋存, 从而形成地下潜水。该地下水沿土、岩接触面由高而低运动, 形成地下水的主流方向。

在冲沟基岩露头处涌出而形成泉水。由于地下水的作用, 在土、岩接触面之上形成一饱和含水层。含水层在地下的赋存主要受基岩面的起伏分布形态制约, 基岩面低凹处, 地下含水层较厚, 基岩面突起处, 含水层较薄或无地下水赋存。该饱和带的土层抗剪强度大大降低, 形成软弱带, 致使滑动面多形成于该层之中。

## 产生滑坡的主要原因

滑坡形成的原因是多方面的, 并且也是相当复杂的。但纵观本区近几年所发生的几起

滑坡,产生滑坡的主要原因有以下几个方面。

#### (1) 重力原因

重力是产生滑坡的首要条件。凡是产生滑坡之部位,必然存在具有一定高度的边坡。通过对场区范围内15处新旧滑坡进行调查发现,凡是发生滑坡的边坡,其黄土厚度均大于10m,并且发生滑坡的边坡角度也往往偏大。

#### (2) 软弱滑动面

凡是滑坡大都存在一滑动面或滑动带,但该区的滑动面特征不是很明显,而是一个软弱的滑动带。经对场区范围内滑坡的调查发现,该区滑坡的滑动面绝大多数产生于第四系土层与下伏煤系地层(P<sub>2</sub>S)风化岩层的接触界面上。

如前所述,大气降水沿第四系黄土状土垂直下渗至基岩风化层面,风化岩层不透水而使得下渗水赋存在顶面之上形成地下水,该界面的土层在地下水的作用下,使土岩接触面处的土层抗剪强度大大降低,再者煤系地层主要为强风化泥岩,泥岩的矿物成分中含有大量高岭土,遇水后强风化泥岩的强度往往会比位于其上的黄土状土遇水还要差,致使其界面成为最软弱之层位,从而成为滑坡的滑动面。

#### (3) 地下水

地下水是形成滑坡不可忽视的最主要的原因之一。无水不滑,这是一个公理。该区的滑坡也证明了这点,在该区范围内的所有滑坡在其坡角全部有水出露,并且是水大大滑,水小小滑,无水不滑。因为地下水除上述所讲它能够降低土的强度外,同时还起了润滑剂的作用,对滑坡往往会起到推波助澜的作用。

#### (4) 构造因素

在黄土地区,基岩面的构造形态往往会与地表的形态相近似。在本区就呈现出这样一个规律,特别是在斜坡地带,往往是基岩倾向与地表斜坡面的倾向相一致,只是两者的倾角有所差异而已。一般是地表面较陡,基岩面较缓,这样往往就会给滑坡的产生创造了条件。

经调查研究表明,该区的滑坡大多发生在斜坡地貌单元内,斜坡的地表面倾向与基岩面倾向一致,且基岩面倾角要达到一定角度,从研究的滑坡看,当基岩面倾角达到10°时,在其他条件相适宜的情况下,往往会产生滑坡。

#### (5) 人类活动

人类活动在现代工程建设中往往是诱发滑坡产生的主要因素。人类活动包括人工挖掘、放炮、工程建筑等。该区近几年所发生的滑坡几乎都与人类活动有关。一是由于人为切坡不当过分地挖掘了边坡的坡角,致使滑坡产生;二是由于防排水措施不当,使地表水不能及时排出场区而渗入软弱滑动面;三是有些地下管网的管件质量不佳,管网漏水至地下,降低了土层的强度;四是在边坡的上缘排土不当或者进行工程建筑,人为地破坏了边坡的平衡状态,从而导致边坡发生滑坡。

#### (6) 气候因素

气候因素在滑坡的研究中往往不会被人们所重视,但通过对该区滑坡的研究发现,气候因素是该区诱发滑坡产生的不可忽视的主要因素之一。该区近几年发生的滑坡绝大多数

发生在每年4月中下旬,分析其原因,气候因素起到了一定作用。在冬季,由于冰冻使边坡渗水出水口冻结,使得边坡内部地下水水位抬高,从而引起饱和软弱带增厚与土体压力增大,并且会使得孔隙水压力急剧变大。当4月份融化解冻时,地下水即会从融化的原冻结的渗水口处外排。在刚刚解冻时,地下水在冬季冻结时积蓄的孔隙压力的作用下,在渗水口处地下水会急剧外排,由于土层的水平渗透系数较小,在渗水口处地下水水位会迅速降低,从而在地下水外排的同时又会产生新的地下水水位差,使边坡内部地下水的动水压力及水流速度迅速增大,往往会在该时期引起边坡的失稳。这也就是滑坡多发生在春季的原因之一。

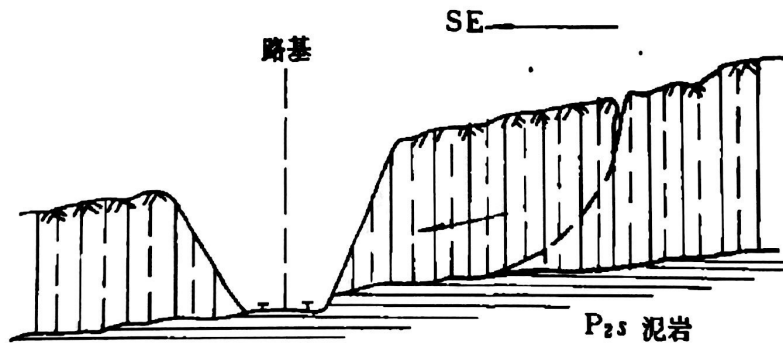
## 滑坡的类型

在矿区范围内,工程建设开始之前,场区内存在各种各样、规模不同的黄土滑坡,本文对此不加以分析论述,仅涉及工程建设过程中所发生的滑坡。

纵观矿区近几年工程建设过程中路堑、边坡所发生的滑坡,可分析归纳为以下几种主要类型。

### (1) 路堑开挖引起古滑坡复活

大(同)——准(格尔)铁路某段环线途经——古滑坡的下缘,如图1所示,在该环线施工时,由于路堑深度较大,人为地挖掘了该古滑坡体的下缘坡角,暴露了原古滑坡的滑床,使得原已稳定的古滑坡体失稳复活而引起再一次滑动,使滑坡上缘下滑将开挖出的路堑埋没,给铁路施工带来了一定损失。

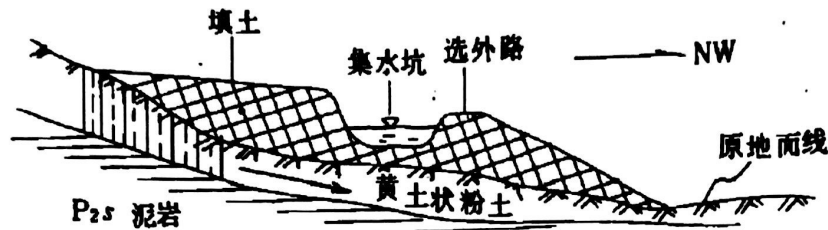


大(同)——准(格尔)铁路某环线滑坡示意图 图1

### (2) 填土筑路引起古滑坡复活

选煤厂外部公路(以下简称选外路)在矿本部北侧呈NE—SW向横穿一古滑坡体,该滑坡原为一由SE向NW滑动,但是早已稳定的古滑坡体。选外路于1991年建成通车,通车后至1993年夏天一切正常。后于1993年秋发现该公路发生裂缝并出现滑移现象。后经现场踏勘分析,其原因如图2所示。其一在公路施工后,由于在公路上方填土不当,致使公路上方原滑坡体的土重力增加;其二在填筑公路路堤与其上方填土之间形成一凹地,且

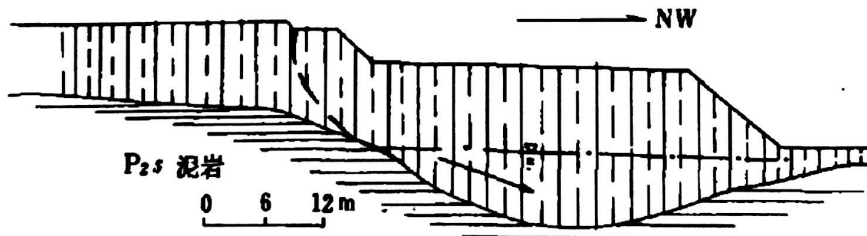
凹地长年积水形成一集水坑,该集水坑的水垂直下渗至其下的原滑坡滑动面处,使滑动面土层的抗剪强度  $C$ 、 $\varphi$  值进一步降低,从而使原早已稳定的滑坡体失稳复活而形成新的滑动,将选外路滑断,给正常生产带来一定影响。



选外路滑坡示意图 图2

### (3) 高边坡开挖引起新滑坡产生

在选煤厂产品煤仓北侧,其地貌原为一南高北低的斜坡单元,延伸至点岱沟河岸,由于大(同)~准(格尔)铁路点岱沟车站南环线与选煤厂装车仓施工需进行挖方,人为形成了一高差近 20 m 的高大土质边坡,如图 3 所示。在 1993 年 4 月解冻时,形成滑坡,该滑坡规模为 200 m × 50 m,滑坡后缘位于基岩面变陡处,滑动面即是基岩面处的饱和软弱带。形成滑坡的主要原因是由于人为地削坡开挖形成 20 m 高的高大边坡;地下水位接近于开挖边坡坡角标高;基岩面倾向与边坡坡向一致,且边坡后缘基岩面较陡,基岩面倾角高达 27°;加之地下水出口冻结、融化以及地下水的直接作用,促使了该滑坡的形成。

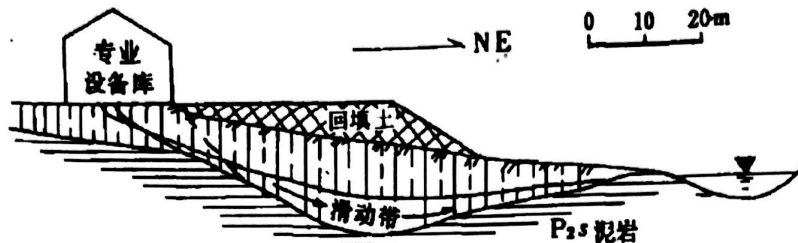


选煤厂滑坡示意图 图3

### (4) 由于建筑影响形成滑坡

在专业设备库东北侧,原始地貌形态为一西南高东北低的斜坡,斜坡下侧为一冲沟。该设备库为一独立柱基础、框架结构的高大库房,1990年9月份开始施工,1991年12月主体工程近于完工时,在库房内外地面发现裂缝,裂缝呈弧形,延伸至两端山墙墙体,并不断扩大延伸。刚开始发展速度较快,后经在其下缘回填压脚,使发展速度逐渐减缓。最终在库房内外地面出现裂缝达 7~8 条,主裂缝为 3 条,1 号裂缝宽度达 15 cm 之多,两侧落差达 20 cm 左右,墙体裂缝宽度达 6 cm 左右,如图 4 所示。该专业设备库位于基岩面倾角较平缓向较陡变化处,基岩面倾角又与坡向相一致,由于设备库的建设及其外侧整

平整地的回填土使边坡上缘的重量大大增加, 边坡下缘的抗滑阻力不能平衡其上部重力, 故而形成了该滑坡。



专业设备库滑坡示意图 图4

#### (5) 塌落式“滑坡”

确切地说, 该类“滑坡”不是滑坡, 因为它不具有真正滑坡所应具备的典型特征。该类“滑坡”主要是靠近冲沟两侧的高陡边坡黄土, 由于垂直节理较为发育, 当垂直节理下延至一定深度后便会自动塌落, 从而形成了该类塌落式“滑坡”。

### 滑坡的防治措施

在建设场区内, 对于由于施工或其他因素的影响有可能形成滑坡的地段, 要采取可靠的预防措施, 防止滑坡的产生。滑坡的防治措施应该根据工程地质、水文地质条件以及施工影响等因素综合确定。主要处理措施为: 排水、支挡、卸载、反压, 但是具体采取何种措施要根据滑坡的性质与具体条件而确定, 或者采取单一措施, 或者采取综合措施, 现在一般是采取综合措施。下面结合工程实际谈几点措施。

#### (1) 注重边坡勘察, 预防滑坡产生

如前所述, 滑坡的产生具有一定的先决条件, 滑坡往往发生在斜坡地带, 并且基岩面的构造形态往往会决定滑坡的产生与否, 所以, 在工程建设的前期, 一定要注重边坡的勘察工作, 查清基岩面的构造形态, 基岩面处土层的工程特性以及工程地质、水文地质条件, 并且根据查清的地质及水文情况, 对边坡的稳定情况作出评价, 并且对总平面设计工作提出切实可行的合理化建议, 以预防滑坡的产生。

#### (2) 精心优化设计, 尽量避免滑坡产生

在设计工作过程中, 要根据工程勘察报告精心优化设计, 采取切实可行的措施方案, 以避免滑坡的产生。其措施主要为以下两方面。

1) 对于原先就存在古滑坡的地段, 要采取尽量躲开的方案; 对于一般建筑场地要尽可能避免放在古滑坡体上; 对于重要建筑场地绝对不允许放在古滑坡体上; 对于各种道路要尽可能绕开古滑坡体通行。

2) 对于可能出现滑坡的地段, 在设计时根据工程地质、水文地质条件与具体建筑物特点, 合理进行总平面布置设计, 并且合理确定场地的平场标高与挖填方设计, 尤其是填

土堆放地段一定要慎重,尽量不要堆放在原斜坡之上。对于挖方地段要合理确定开挖深度,一定要尽量控制边坡坡角标高不得低于地下水位,并且要对边坡进行稳定性验算,以此确定边坡的高度。

### (3) 支挡与排水结合治理滑坡

选煤厂产品煤仓北侧的滑坡,采取支挡为主、排水为辅的治理方案。支挡方式为钢筋混凝土方形抗滑灌注桩,灌注桩尺寸根据滑坡推力确定,最大为 $2.50\text{ m}\times 3.0\text{ m}$ ,入岩深度一般 $6\sim 7\text{ m}$ 。排水方式以水平管疏水为主,同时在抗滑桩外侧做一排毛石渗水路堤,水平管与渗水路堤中排出的水经反滤层进入排水暗管而排入滑坡区以外的涵洞中,为了防止排出水体的冻结而采取了必要的保温措施。

### (4) 反压与地基处理结合治理滑坡

专业设备库处的滑坡,在其滑坡下缘为一冲沟。1991年12月发生滑坡时,正值隆冬季节,为了遏制滑坡的发展,当时根据现场矿方运输能力较好的实际条件,而采取了反压的措施,具体方案是先在沟底填放露天矿的碎石剥离物,形成渗水盲沟以利于地下水的排泄,然后再在其上部填土,以达到平衡滑坡的推力。经回填反压后,滑坡的滑动速度逐渐减慢,后逐渐趋于稳定。但专业设备库地基土已被滑坡破坏,必须要对地基土进行加固处理,故采用高压旋喷方法形成水泥土桩对独立柱基础及建筑物以外滑坡场地进行地基加固处理,地基处理后,滑坡及建筑物均逐渐稳定,通过对建筑物墙体修复后使用至今一切正常。

### (5) 用削坡卸载方式预防与治理滑坡

削坡卸载是预防与治理滑坡行之有效的最简单的方法之一。对于可能发生滑坡的地段,当基底较好时,在条件允许的情况下,应首先考虑采用削坡卸载的方法预防滑坡的产生。对于已经发生的滑坡,也应首先考虑在滑坡上缘进行削坡卸载,或者采用卸载与其他方法结合而进行综合治理。

## 结束语

综上所述,滑坡的产生因素是多方面的,但基岩面的构造形态、地下水、土层特性等最为主要。滑坡治理要结合具体情况详细分析,具体研究对待,要采取行之有效的综合治理方案,并做到技术可行、经济合理。再者该区地层以粉土为主,抗冲刷能力很低,因此对边坡坡面要尽量护砌,以防冲刷。以上所述只是个人的粗浅认识,有些方面还有待于进一步深入探讨研究,若有不妥之处,敬请提出宝贵意见。



# 工程地质在水利水电工程中的应用

陆娜

(贵州省水利设计院 贵州 贵阳 550002)

## 引言

工程地质学是一门新兴的学科,它在我国水利水电工程建设中的应用也越来越广泛,前期通过详细周密的地质勘察,为设计部门提供真实可靠的地质资料,在工程建设中,工程地质又为工程建设不断地揭露地质情况,为工程建设提供合理专业的建议,我国已经成功建设的电站有:三峡、二滩、溪洛渡、小湾等。

## 水利水电工程中工程地质的重要性

实践证明,凡是重视工程地质工作,在水利水电工程建设之前,对建设区进行了周密的调查研究,掌握了这些地区的地质条件的规律性,则修建水电工程是成功的。例如,有的地区利用当地石灰岩溶洞的分布发育规律,变不利为有益,建成了既经济又安全、既能蓄水灌溉又可发电的地下水库。

相反,不重视或者忽视地质工作的水电工程,后期或者建设过程中出现问题的概率很大,如意大利的瓦伊昂拱坝修建工程中,不理睬工程地质人员的多次建议,结果在1963年10月,水库左岸陡峭石灰岩山坡,产生巨大规模的滑动崩塌,使1.5亿 $m^3$ 的库容被填满,同时库水漫坝,顺流冲下,造成3000多人死亡的严重事故。

## 水利水电工程地质勘察的方法及其特点

### (1) 工程地质测绘

工程地质测绘是水利水电工程地质勘察中一项基础工作,工程设计之前,地质人员要详细查明拟定建筑区工程地质条件的空间分布规律,并按照一定比例尺将其如实地反映在地形底图上,作为工程地质预测的基础,提供给设计部门使用。

### (2) 工程地质勘探

对任何水利水电工程地质条件及工程地质问题,从地表到地下的研究,从定性到定量的评价,都离不开勘探工作,水利水电工程地质勘探包括:物探、钻探、坑探等。

### (3) 工程地质野外试验

野外试验是水利水电工程地质勘察中一项经常进行的重要的勘察方法,是获得工程地质问题定量评价和工程设计及施工所需要参数的主要手段。水利水电工程野外试验包括:

钻孔压水试验、灌浆试验、荷载试验触探试验等。水利水电工程地质野外试验水平的发展，主要体现在试验仪器和设备的发展。

#### (4) 3S 技术应用

3S 技术是指全球定位系统 (GPS)、遥感 (RS)、地理信息系统 (GIS) 等三大技术系统的集成与总称。遥感技术是 3S 技术的基础，它提供主要的遥感信息源。GPS 技术用于遥感信息的精确定位，GIS 技术则为遥感信息的获取提供辅助信息和专家思维，并对所提取的各种信息进行管理和分析且具有制图功能。近年来，国内开始在一些特大型、大型水利水电工程地质勘察中采用 3S 技术，许多大型水利水电工程采用了 3S 技术并取得了丰硕成果。

#### (5) 水利水电工程地质的特点

水利水电工程地质的特点有：非凡性与复杂性、实践性与经验性、工程地质问题的长期性与潜伏性。

## 水利水电工程存在的工程地质问题和条件

### (1) 水利水电工程建设中存在的工程地质问题

在水利水电工程建设中，由于工程建设对原有的地质环境的改变，形成了各种各样的工程地质问题，如：泥石流、斜坡滑动、斜坡崩塌、洞室围岩坍塌、溶洞、地质缺陷等。

### (2) 库区工程地质问题

水库蓄水后，水位上升，水深加大，流速减缓，近坝一带水似静水体，形成一个广阔的人工湖，这就对库区及其邻近地带的地质环境产生影响，产生库区渗漏、浸没、淤积、坍岸及诱发地震等工程地质问题。

### (3) 水利水电工程地质条件

水利水电工程地质问题不是孤立、偶然发生的，它与水利水电工程建设区域的自然条件和环境有着极为密切的必然联系，其形成、发展和变化，都是工程活动对这里自然地质条件影响的结果，这些直接或间接地影响工程建筑物的规划、设计、施工和正常运用的地质条件就是工程地质条件，它主要是指：地形地貌、地层岩性、地质构造、水文地质特征、物理地质现象等。

## 水利水电工程中典型工程地质问题形成条件及对策

### (1) 泥石流

泥石流形成条件有：流域内应有丰富的固体物质，并能源源不断地补给泥石流；要有陡峭的地形和较大的沟床纵坡；流域中上游应有由强大的暴雨或冰雪强烈消融及湖泊的溃决等形式补给的充沛水源。

防治泥石流的原则是以防为主，兼设工程措施。可采用如下的防范措施：预防：在上游汇水区，做好水土保持，调整地表径流，加固岸堤；拦截：在中游流通区，设置一系列

拦截构筑物；排导：在泥石流下游设置排导设施使泥石流顺利排除等措施。

#### (2) 斜坡滑动

斜坡滑动形成的条件：原有斜坡结构被破坏、斜坡外部荷载超过其承受能力等。

斜坡滑动的防治措施：排水、消坡、抗滑桩、抗滑挡土墙、预应力钢索锚固措施、灌浆法、砂井砂桩加固法、焙烧法等。

#### (3) 斜坡崩塌

斜坡崩塌发生条件和发育因素：山坡坡度  $55^{\circ}\sim 75^{\circ}$ 、表面凹凸不平；岩石性质和节理程度：软硬岩石互层组成；地质构造：岩层产状、构造作用。斜坡崩塌的治理措施：爆破或打楔、灌浆、调整地表水流、铺砌覆盖、坡面喷浆等等。

#### (4) 水库地震

水库地震是指水库蓄水后诱发的地震，水库地震发生的条件有：地质条件、激发条件，其中激发条件包括直接效应和间接效应。水库诱发地震以3级左右为主。我国最大的水库诱发地震是广东省新丰江水库诱发地震6.1级。矿山诱发地震震级在3.4~3.8级，一般震级较小，震源较浅。

水库地震的防治措施：尽量减少对可诱发水库地震的地质条件的破坏、采用有效方法预测水库地震发生的频率和级别、做好预防水库地震应急预案等。

## 结语

工程地质学是地质科学的一个分支，是研究与工程规划、设计、施工和运用有关的地质问题的科学。水利水电工程则是在各种地质环境中进行的，水利水电工程建筑物与地质环境之间必然产生一定方式的关联和制约，地质环境对水电工程建筑物的制约，可以由一定的作用影响工程建筑物的安全稳定和正常运用，也可以由于某些地质条件的欠佳而提高工程造价；而水利水电工程建设有可以各种方式影响地质环境，使其产生程度不同、范围不一的变化。因此，水利水电工程建设必须根据具体地质环境和工程建设方式、规模和类型，预见到其二者相互制约的基本形式和规律，才能合理有效地开发利用并妥善保护地质环境。

## 浅谈土钉墙施工监测

黄氏 刘新飞

(中国兵器工业勘察研究院 北京 550002)

### 前言

随着城市建设的发展,高层建筑日益增加,与之相应的深基坑工程也越来越多。与其它岩土工程相比,虽然深基坑的深度一般不大,范围也较小,且大多都是临时工程。但因为大部分深基坑都开挖于土体中,其边坡角陡而地下水位高,稳定性差,导致深基坑支护事故时有发生。因此,深基坑支护问题越来越引起人们的重视。

土钉墙是一种十分有前景的护坡方法,它不同于常采用的支挡结构承受侧压力并限制其变形发展的被动制约机制,而是在土体内增设一定长度与分布密度的锚固体,土钉与土体共同作用,以弥补土体自身强度的不足,增强土坡体自身的稳定性,它属于主动制约机制的支挡体系。

土钉墙技术正处于发展阶段,本身还不完善,仅依靠理论分析和经验估计难以完成经济可靠的基坑支护设计。因为施工过程的每一环节都存在不确定的因素,为此,施工监测就显得十分重要。通过合理准确的施工监测信息,不仅可以进一步优化设计方案,指导施工,而且可以实施监测边坡的稳定状况。当边坡变形出现不稳定时,可以及时采取补救措施,以防止因土钉墙失稳而带来的损失。

理论研究和工程实践表明,在土钉墙设计和施工中监测可以起到以下几点作用:

- (1) 可较客观地反映基坑土体及受基坑开挖影响的邻近建筑物和设施当前所处的状态;
- (2) 较客观地评价监测对象的稳定程度;
- (3) 根据监测数据,可以不断减弱甚至消除各个不稳定因素,逐步加强有利于稳定的各种因素;
- (4) 根据监测数据,预测险情,以便及时采取措施,防患于未然;
- (5) 根据监测信息,修正设计方案,通过最经济的手段最大限度地发挥支护强度。

### 土钉墙监测点布置原则

土钉墙监测工作是一项系统工程,监测工作的成败与监测方法的选取及测点的布设直接相关。杨志法教授对此进行了总结,归纳出五条原则,根据作者对几个大型土钉墙工程的监测实践,认为这些原则对于指导监测设计是十分有用的,现简要叙述如下:

- (1) 可靠性原则

可靠性原则是监测系统设计中所要考虑的最重要原则。为了确保其可靠,必须做到:第一,系统需采用可靠的仪器。一般而言,机测式仪器的可靠性高于电测式仪器,所以如果使用电测式仪器则通常要求具有目标系统或与其它机测式仪器互相校核;第二,应在监测期间内保护好测点。

#### (2) 多层次监测原则

多层次监测原则的具体含义有四点:

- 1) 在监测对象上以位移为主,但也考虑其它物理量监测;
- 2) 在监测方法上以仪器监测为主,并辅以巡检的方法;
- 3) 在监测仪器选型上以机测式仪器为主,辅以电测式仪器,为了保证监测的可靠性,监测系统还应采用多种原理不同的方法和仪器;
- 4) 考虑分别在地表、基坑土体内部及邻近受影响建筑物与设施内布点以形成具有一定测点覆盖率的监测网的必要性。

#### (3) 重点监测关键区的原则

据研究,土钉墙的不同部位其稳定性是各不相同的。一般而言,稳定性差的部位容易失稳塌方,甚至影响邻近建筑物的安全。因此,应将易出问题的而且一旦出问题就将带来很大损失的部分,列为关键区进行重点监测并尽早实施。

#### (4) 方便实用原则

为了减少监测与施工之间的相互干扰,监测系统的安装和测读应尽量做到方便实用。

#### (5) 经济合理原则

考虑到多数土钉墙都是临时工程,因此其监测时间较短。

另外,由于监测范围不大,量测者容易到达测点,所以在系统设计时应尽量考虑实用而低价的仪器,不必过分追求仪器的“先进性”,以降低监测费用。

## 土钉墙监测内容及方法

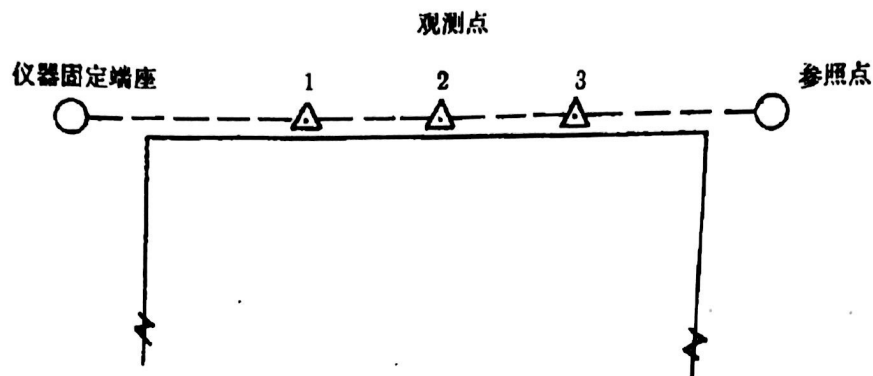
根据土钉墙的构造及其作用原理,我们认为监测内容主要有:边坡变形、面板土压内、土钉杆应力。其中最重要的监测量是边坡变形,因为边坡变形直观地反映了边坡的稳定状态,而且变形量测最容易实施。而面板土压力及土钉杆应力分布则主要是为优化设计服务的。当仅需要进行施工安全监测时,可以不进行这些量测,因为这些量测难度相对较大且花费较多,精度又低。

面板土压力可用土压力盒量测,而土钉杆应力分布可用钢筋应力计或应变片量测,这方面的产品较多,可根据需要选用。下面重点叙述常用的变形监测方法。

土钉墙变形量测的主要部位是①坡顶水平位移和垂直位移,②坡面位移,③边坡土体内部变形,以确定滑裂面的位置。为了获得土钉墙的这些参数,可采用以下几种方法:

#### (1) 水准仪和经纬仪

水准仪可用于测量坡顶的垂直沉降,经纬仪则用来观测边坡的水平位移。为了提高观测精度,我们设计了如图1所示的观测系统,专门制作了经纬仪固定端座。



坡顶位移观测系统 图1

通过长新大厦、建威大厦、东花市九区商住楼等工程的实际观测结果表明，这一传统的观测手段经过专门设计之后，用于观测土钉墙的坡顶位移是可行的，其精度完全能满足工程监测的要求，已成为土钉墙施工安全监测的重要手段。

### (2) 多点伸长计

多点伸长计用于量测边坡坡面及土体内部的变形。由于土质条件的差异，土钉墙破坏常表现为一定深度处相对软弱土层外鼓或挤出，因此，施工前应根据边坡土质条件，在边坡中下部相对软弱土层布置伸长计。

当仅需要观测坡面变形时，只需使用单点伸长计。有时还需要了解边坡内一定深度处土体的变形状态，可采用多点伸长计，一般3~5点就能满足要求。

### (3) 地表倾斜仪

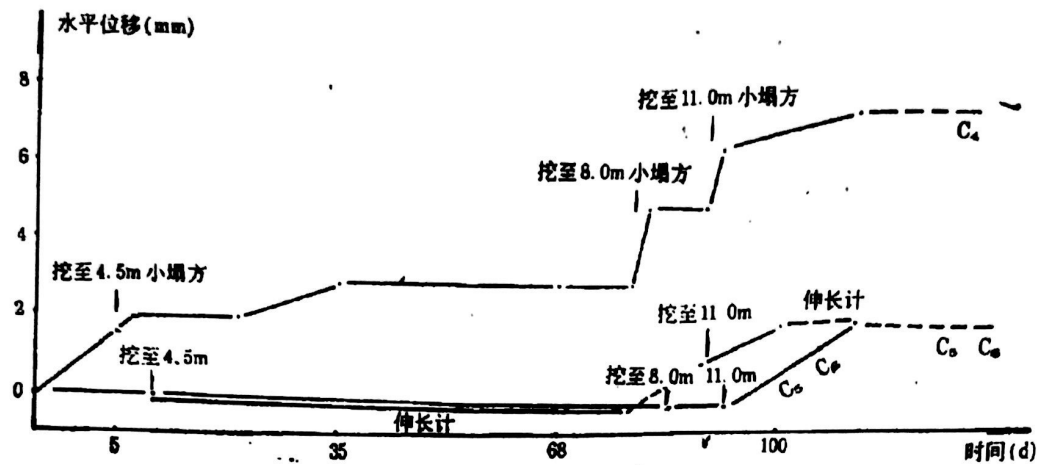
地表倾斜仪主要用于监测坡顶、坡面和受影响的邻近建筑物等的下沉量。

## 土钉墙实测结果及分析

某工程基坑开挖深度11.00~14.00 m，经降水后采用土钉墙护坡，土钉杆长5~8 m。为了确保安全，设计中考虑了两种方案，方案一是上部土钉墙，下部护坡桩；方案二是全部采用土钉墙。方案二工期短且省钱，但考虑到降水效果不一定能得到保证，因此带有一定的风险，方案一安全可靠，但造价相对较高，且工期长。为了达到安全、经济的目的，进行了施工监测，下部是否采用护坡桩依据监测结果确定。通过位移监测、面板土压力测量及土钉杆受力量测，最后采用了方案二。该工程已安全施工完毕，下面简要介绍部分测量成果。

### (1) 变形

该工程变形量测使用了水准仪、经纬仪和多点伸长计，测试结果见图2。C<sub>1</sub>点处总的水平位移达7.5 mm，而与其相同槽深及土质情况的C<sub>5</sub>、C<sub>6</sub>点处仅有2.0 mm。主要由于C<sub>1</sub>点处曾有过两次由于超挖引起的小的塌方，每次塌方都引起2.0 mm左右的变形，处理后局部形成倒坡，因而几天内变形仍有微弱发展（约1.0 mm），随后趋于稳定。



测试结果图 图2

基坑挖至 8.0 m 时在  $C_5$ 、 $C_6$  点处仍未观察到位移，直至挖到标高-11.0 m，才有 2.0 mm 的水平位移，随即变形趋于稳定，可见只要控制好分步施工时超挖引起的塌方，土钉支护结构能很好地控制边坡变形。

多点伸长计测得面板的总变形为 2.0 mm，其中 1.3 mm 是由距面板 3.0 m 范围内土体变形引起的。当由 4.5 m 挖至 8.0 m 时，面板变形为 1.0 mm，其中 0.7 mm 是由距面板 3.0 m 的土体变形引起的，这与该土钉墙设计中假设潜在滑动面距坡面 3.3 m 左右是相吻合的。

### (2) 面板土压力

于基坑垂直方向埋设土压力盒，测得如图 3 所示的曲线，由图 3 可见：

1) 土钉墙垂直方向中部压力较小。这是由于中部土体主要为细砂层，相对于上覆土层，其土压力较小，同时还由于水泥浆的渗流，实际的土钉直径较大，因而与假设滑动面间的摩擦阻力更大，使得其作用于钉头及面板上的压力减小。

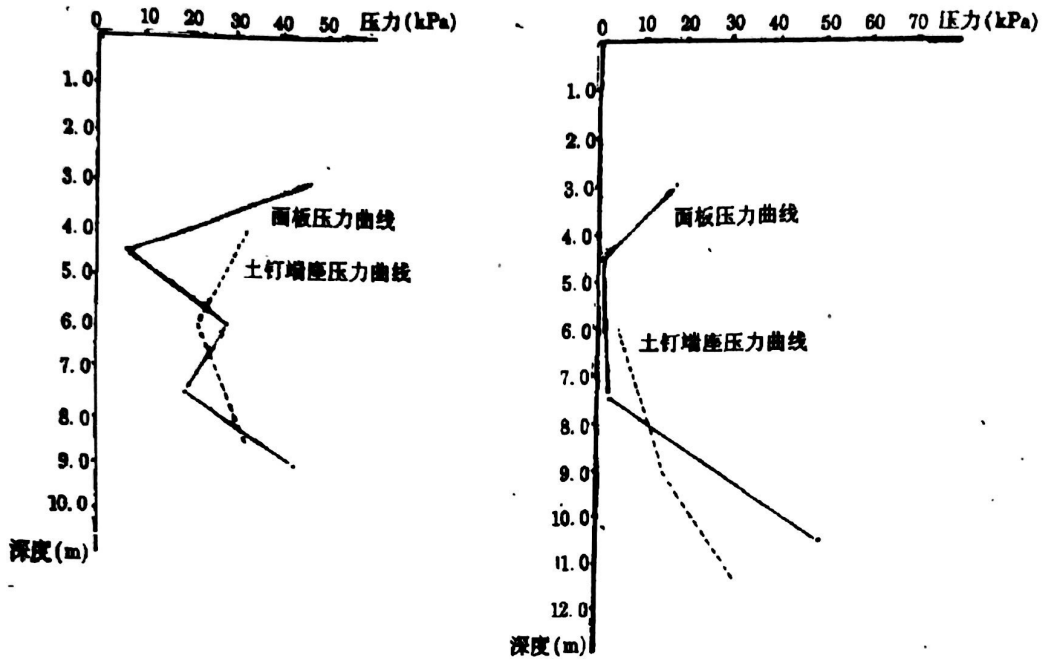
2) 距基坑底部 2.0 m 左右，作用在钉头及面板上的压力较大。

此处正好靠近假定滑动体滑出的部位。土钉位于滑动体中的部分较短，其压力主要用于土钉头及面板上，因而压力较大，所以在土钉墙施工过程中要注意这个部位钉头端座及面板的强度。

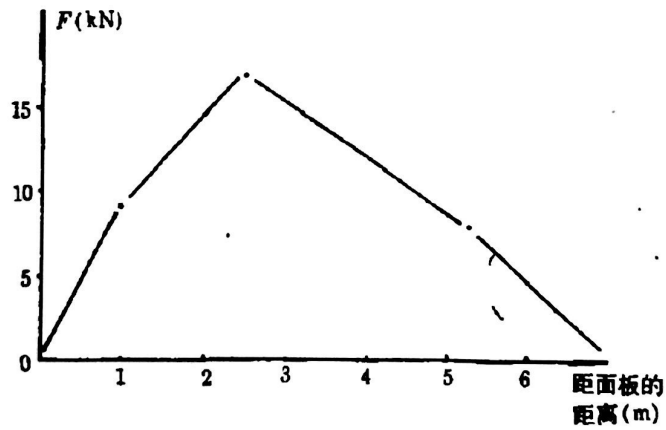
3) 坡面中上部面板与钉头所受的压力相近。由于坡面变形很小，土钉端座与面板间的刚度差异，不致引起应力的较大变化。但在中下部，由于坡面临近滑裂面，土钉头所受的压力大于面板中部的土压力。

### (3) 土钉杆应力

在基坑东坡，用钢筋应力计测量土钉杆应力分布，图 4 给出的是距地表 7.5 m 处测得 7.5 m 长土钉沿长度方向的应力分布。该曲线基本符合土钉应力由滑动面处向两个方向逐渐降低的趋势。



面板和土钉墙座压力曲线 图3



距地表 7.5 m 处测得 7.5 m 长土钉沿长度方向的应力分布 图4

### 结论

施工监测对保证土钉墙安全是至关重要的，施工时切不可忽视。从实用的角度看，当仅为施工安全监测时，可使用水准仪、经纬仪测量坡顶变形，而用多点伸长计量测坡面变形。

如为了优化设计服务，还需要测量面板土压力及土钉杆应力。通过本文介绍的工程监测结果，可以得出以下几点结论。



(1) 土钉墙能很好地控制基坑边坡的变形, 但分步施工中, 超挖引起的小塌方, 将使边坡变形增大。

(2) 土钉墙面板的位移较小, 且主要由滑裂面以内土体的变形引起的。

(3) 坡面中上部相同深度处土钉端座处土压力与面板上的土压力基本相近。中下部则土钉端座处土压力大于面板其它部位的土压力。沿深度方向, 中上部压力较小, 而距坑底 2.0 m 左右处压力较大, 施工时应注意加强此处土钉端座和面板的强度。面板土压力还与土质条件密切相关, 土质软弱处面板土压力相对要大些。

(4) 土钉杆应力分布的滑裂面处为最大, 然后向两端逐渐减小。

### 参考文献:

- 1、林宗元. 岩土工程试验监测手册. 辽宁科学技术出版社, 1994
- 2、杨志法, 等. 深基坑监测的理论、技术和工程应用, 第五届工程勘察学术交流会议论文选集. 兵器工业出版社, 1995

# 长江三峡工程库区古崩滑体利用现状 及蓄水后利用的可能性分析

刘新凯

(水利部长江勘测技术研究所 武汉 430010)

## 引言

长江三峡水库干、支流库岸暨城镇迁建新址初勘范围内发育的大小崩滑体数以千计,其中大部分为形成较早的古崩滑体。由于它们的坡面相对平缓,并有良好的土质条件,对山区来说,往往成为人类耕作与生活的重要场所,甚至有的还被用作城镇和大中型工厂的场地。

有史以来,三峡库区古崩滑体的利用可以说已经达到了较充分的程度,尽管它们被改造利用的强度和方式有着差异;相应地,这些古崩滑体对人类活动的适宜性和影响程度亦有差别—或出现这样那样的问题,甚至造成局部危害。但总的来讲,古崩滑体不失为三峡地区人民生活与经济发展基础的重要组成部分。

我们认为,三峡水库建成后,众多未被库水淹没的古崩滑体仍是三峡库区移民安置与经济发展的重要土地资源,应该更充分地得到有效利用。在水库蓄水环境条件下,古崩滑体利用的可能性如何及以什么方式利用等问题,却又是库区开发性移民工程中所遇到的、人们尚未仔细研讨的新课题。

本文从库区古崩滑体利用的现状以及利用改造中产生的问题出发,宏观分析讨论水库蓄水后古崩滑体改造利用的可能性问题。

## 古崩滑体利用的现状

在三峡库区,居民与耕地最为集中、经济林最为茂盛的地方大多为古崩滑体分布地带;长江沿岸有些城镇、工厂甚至大型工厂也建在其上。可见,三峡库区目前对古崩滑体的利用,尽管方式不同,却已达到了较充分的地步。

### (1) 可利用的条件

为什么诸多古崩滑体的利用有如此高的程度,主要是因为它具有以下几方面的条件:

1) 大多数古崩滑体经长期的地质作用和自然因素的改造,稳定程度一般较高,对人类没有构成较为严重的威胁。

除新滩镇以外,至今再未发现一处滑坡的失稳而使一个城镇遭致毁灭性破坏或使人类

无法生存的情况。这是古崩滑体能被利用的最基本点。

2) 古崩滑体在地貌上多呈条形凹槽,一般前后缘高差不大,坡面总体平缓,内部常发育多级平台,且纵沟发育,排水条件好,也利于地下水的富集与排泄,故具有可利用的地形条件。

3) 其物质组成主要是土夹碎块石或部分块石夹土,结构松散,具有一定厚度,是种植各种作物的良好土地资源。

4) 一般分布在 300 m 高程以下,位置适中,气候适宜,有利于农耕或经济林的栽培。

5) 长江沿岸的一些大型古崩滑体,其位置与地形有建设城镇的条件,且建港条件也较好。

### (2) 改造利用强度的划分

由于古崩滑体的利用方式不同,则改造利用的强度也有差异。现依据其利用方式将改造利用强度大致划分为四类:

#### 1) 未被改造利用类

指未被人类作任何改造利用的崩滑体,一般是地形较陡或现代活动明显或以块石为主的部分。此类在库区所占的数量较少,至今还保持了崩滑体的原始状态,在野外极易鉴定。

#### 2) 低强度改造利用类

指被人类作为农耕地或经济林地的崩滑体,村民点亦较集中。但对其未做大的改造,多系造田、建房或开挖水塘等轻微改造,故基本保持了崩滑体的本来面貌,在野外较易识别。库区绝大多数崩滑体属于此类。

#### 3) 中等强度改造利用类

指用作城镇建设和中小型工厂用地的崩滑体,其上通常有密集的居民生活区、学校、街道或商业、手工业、轻工业等一般楼房或厂房分布。为适应城镇和工厂的建设,对崩滑体进行过一定程度的改造,部分或大部分使其失去了原有面貌,野外一般难以鉴别,只有通过详细的地质测绘和勘探或结合遥感手段才能确定其边界。少数大中型古滑体属于此类,如万县市区的太白岩古滑体,云阳县城(东、西城)古滑体,归州镇古滑体,奉节县磷肥厂古滑体,长寿县水泥厂、磷肥厂、长寿县第一中学等古滑体,涪陵师范专科学校古滑体等。

#### 4) 高强度改造利用类

指用作大型工厂(重工业)建设的极个别大型古滑体,如重钢高焦炉古滑体,因建厂的需要,对其大规模开挖或回填,已基本失去了滑体的本来面貌,野外难以辨认,一般性的地质测绘与勘探亦难查清滑体的基本特征。

### (3) 改造利用中存在的问题

因三峡库区古崩滑体的利用方式和改造强度不一,加之改造利用中对它缺乏一定的认识,故出现了这样那样的问题,有的甚至造成灾害。据调查,这些问题的产生可归结为两个方面的因素:一是自然因素;二是人为因素。下面对不同改造利用强度地区所存在的问题,分别作了一些论述。

1) 低强度改造利用地区主要问题是古崩滑体的局部变形或其他松散堆积体的变形,表现为临江较陡斜坡的土石体浅层滑移,仅干流库岸就发现有近 90 处。一般规模较小,

以体积数十万立方米者居多。变形所造成的危害多系民房拉裂、耕地和道路的破坏。究其原因,除少部分是因在古崩滑体改造中破坏天然排水系统或过量开挖所致外,绝大多数是由暴雨和类似“81.7”大洪水消落等自然因素诱发的。已出现变形的部位常逐年发展,有的已造成灾害。例如,巫山水竹园滑体数十年一直未停息其变形,1975年一次大雨后沿江长600~700 m、高程250~100 m的范围发生下座,目前还在缓慢地局部滑移;塔坪滑体自1985年以来逐年发展,其后缘已出现大量的拉裂缝,数十户村民的房屋受到不同程度的破坏;万县团石板变形体,多处出现地裂缝,民房严重拉裂破坏,甚至有数栋民房已倒塌。

## 2) 中等强度改造利用地区

因崩滑体变形造成的破坏现象较为普遍。主要是近十年在古崩滑体上(包括稳定性差者),由于盲目开挖建房、或大挖大填、或大量加载、或破坏了原有地表地下排水系统,从而使其产生局部变形,以致成片的房屋拉裂、倾倒或街道变形等现象,造成一定的经济损失和社会影响。较为典型的是万县豆芽棚变形体,其原来稳定性就较差,后来又在在中上部大量堆土建房,增大了变形体的滑动力,加上居民乱排乱挖现象严重,致使出现了数十处拉裂缝;安乐寺古崩体前缘斜坡所建的天城区移民局办公楼,也已出现严重拉裂现象;涪陵师专变形体原来稳定性也较差,因在其中部又建一陶瓷厂,加速了变形体的破坏,新建的厂房已产生多处拉裂缝;长寿县境的重庆铁合金厂三车间建在一不稳定的古滑体上,后因该车间主厂房严重破坏而被迫搬迁;云阳县城古滑体近期也有局部性变形破坏出现。但上述变形实例均为局部的、缓慢的蠕滑变形,有的经过治理已基本得到了控制,至今还未发现有整体性、大规模失稳的迹象。

3) 高强度改造利用地区典型的变形破坏实例是重钢高焦炉古滑体,主要是下游侧局部变形明显。如沿成渝铁路K491+000~K491+720区间长达720 m的地段,于1958年5~7月普遍发生拉裂,使成渝铁路下沉外移,并影响焦化厂煤坑厂房一带。经数十年的勘察研究,认为该滑体发生于1.2万年前后,属基岩切层滑坡,引起现代变形的原因被认为是江水冲刷、洪水消落、施工排水不佳、堆土及兴建厂房等负荷增加、火车运行震动和开山放炮震动等。虽经一定的治理,但其变形至今仍未停止。

## 水库蓄水后古崩滑体利用的可能性分析

古崩滑体的利用问题是涉及人民生命财产安全和经济发展的重大问题,而且,由于水库蓄水后引起环境条件的改变,使古崩滑体利用的可能性问题较建库前变得更为复杂。因此,在讨论这一问题时,必须实事求是,不可有半点虚假。

### (1) 蓄水后仍需改造利用古崩滑体

三峡库区古崩滑体改造利用的现状,展现了一个任何人都不得不承认的事实——古崩滑体为山区人民提供了重要的生产、生活环境条件,是山区农业发展的主要土地资源。

三峡水库蓄水后,未被淹没的大部分古崩滑体,由于具备有利的地形和土质条件,仍将利用作为农耕和经济林地,是今后低强度改造利用的主要对象。

一些已在古滑体上的城镇,如万县市区属部分迁建,因受地形条件、地理位置的限制,除已利用的古滑体外,还必须改造利用其他的古滑体,以满足城市建设与发展的用地需要。此外,少数全迁集镇如奉节的安坪镇、云阳的故陵镇、开县的渠口镇等,也因受地形地质条件的制约,经多种方案比较,只能在古滑体上寻找建筑场地。

#### (2) 不同改造强度下古崩滑体利用的可能性分析

1) 现未被改造利用的古崩滑体若是崩滑体的物质结构因素,即以块石为主的分布地段,水库蓄水后仍无法利用;若是地形较陡的缘故,显然也无法利用;若是现代变形因素,受库水影响的部分,变形还会加剧,更不可能利用。

2) 低强度改造利用的古崩滑体在利用方式上与水库蓄水前无本质区别;对崩滑体本身也基本上不加以明显的改造,仍保持其原貌。除在现代变形破坏的部位避免兴建民房外,不同稳定程度的崩滑体,包括已产生大规模活动的崩滑体(如新滩、鸡扒子等),均可用于农耕地和经济林地的开发。

但是,为防止现代变形部分加速活动而破坏耕地,应根据崩滑体稳定状态,调整种植方式,以保持崩滑体的整体稳定性。对崩滑体的低强度改造利用,在堵河黄龙滩水库有较成功的经验。其中的关键问题是,民房迁建新址要选择在稳定可靠的地基基础之上。

3) 中等强度改造利用的古崩滑体将古崩滑体作为城镇发展的场地,这在历史上已有先例,但是否能作为城镇迁建新址,这是一个慎之又慎的问题。因为在此种改造利用强度下,现代与过去有着很大的差别。主要是对古崩滑体历史上并不被人们所认识,而且经历了数百年乃至数千年长期的逐步改造利用过程,其上的建筑一般是民用,荷载强度不大。对整个崩滑体来说有一个长期的调整和稳定时期,不会从本质上改变其稳定状态。

库区城镇的迁建是一个短期行为,建设速度快,建设物荷载大,“大挖大填”的现象不可避免,对崩滑体的改造强度较大。如果施工不当、天然排水系统遭破坏等,很可能使崩滑体出现局部变形而产生一定危害的现象。因此,库区迁建城镇对古崩滑体的利用,需具备并严加控制的条件为:①经详细勘察和充分论证,不具有整体性滑动的地形、地貌、构造和结构条件,稳定程度较高的古崩滑体,在一定程度的改造和不同荷载的情况下,也能保持其较高的稳定性;②滑体的主滑带和主要部分,在不受库水影响的范围内。

多年的勘察研究证明,三峡库区存在有上述①、②两个特征的古崩滑体,因而它们具有在中等强度改造情况下的可利用性,但必须有一定的限制条件:①在利用范围上应控制在崩滑体较中心的部位,边缘和斜坡地带一般不宜利用;建筑物均应布置在以碎块石为主体的部位,禁止在以粘土为主体的部位布置建筑物或开挖修建公路等;②应尽量保持崩滑体的自然面貌,不宜在崩滑体上采取“大挖大填”的工程方式,严禁开挖其前缘部位,更重要的是需顺应其天然排水系统;③建立较完整的变形监测网,对受库水影响的部位还应采取一定的工程措施。

4) 高强度改造利用的古崩滑体从库区高强度改造利用古崩滑体的现状看,基本上都不同程度地存在变形破坏现象,有的已较严重地危害到工厂(如重庆钢铁厂)的正常生产。

由于高强度的改造利用,必将使古崩滑体遭到大规模的破坏,并大大增加其静荷载和动荷载,或增强崩滑体的物理化学作用,从而使其易于产生大面积的变形破坏。因此,不

管何种稳定程度的古崩滑体均不宜高强度的改造利用，应该避免利用它作为大中型工厂的厂址。

综上所述，三峡水库形成后，大多数未被淹没的古崩滑体，在移民安置经济开发中仍有利用的可能性。但它有严格的限制条件，切忌在没有充分勘察研究的情况下盲目改造利用；而且，库区古崩滑体主要宜于低强度的改造利用；某些稳定性较高的大型崩滑体亦可在控制范围内进行中等强度的改造利用，而已有的教训是，古崩滑体不宜高强度改造利用。

## 结束语

水库区古崩滑体的利用问题，可以说是一个新的研究课题。近年来在某水库作了初步探索，基本上获得成功。我们愿与有关专家学者共同研究三峡库区众多古崩滑体利用的可能性、利用方式以及可能产生的潜在影响，使其具有良好土地资源的古崩滑体，在水库移民安置与经济发展中发挥它的优势方面，克服或减轻它存在危害的方面。

# 红黏土特征及地基建筑工程处理方法

王华

(贵州省建筑设计院 贵州 贵阳 550002)

## 红黏土特征

红黏土是碳酸盐岩系岩石,经第四纪以来的红土化作用,形成并覆盖于基岩上,呈棕红、褐黄等色的高塑性黏土。其液限( $W_L$ )大于50,从上而下至基岩面,土的状态由硬至软,尖水体积明显收缩,缩量大于胀量,土体内裂隙发育。形成的红黏土经再搬运堆积的仍保留红黏土基本特征且液限大于45的称次生红黏土。红黏土特征包括以下4个方面。

经历漫长地球化学变化的红土化作用所形成的高分散性、高塑性红黏土,其成份与我国各类黏性土及红土中其他亚类黏性土都有显著差异(表1)。

红黏土基本特征及成份指标值 表1

基本特征及成份	项目名称	数量范围
土性指标	液限( $W_L$ )	50~126
分散性指标	粘粒含量	40%~80%
	孔隙比( $e$ )	0.9~2.2
含水性指标	饱和度( $S_r$ )	大于90%
矿物成份	高岭石类矿物	70%~90%
	伊利石类矿物	10%~20%
	蒙脱石类矿物	0~5%
化学成份	$SiO_2$	40%~60%
	$Fe_2O_3$	7%~25%
	$Al_2O_3$	10%~30%
	CaO 及 MgO	1%~5%
	$K_2O$ 及 $Na_2O$	0~1%

### (1) 形成红黏土的红土化介质环境

我国第四纪间冰期期间以来地处热带、亚热带温热气候条件形成红黏土的基本环境要素包括:

#### 1) 气候环境

年均含水量: 1000~1500 mm

年均温度: 17~25°C

年积温：5000~9500°C

## 2) 地域地貌环境

北纬 33°以南的我国江南地区：

①海拔 800~2500 m 的云贵高原地区；

②长江、珠江中下游山地丘陵地区；

## 3) 成土母岩环境

碳酸盐类岩石与非碳酸盐类岩石的夹层组成的碳酸岩系分布地区。

## (2) 成土阶段模式

热带、亚热带气候条件下的红土化作用包括从岩石演变到土及土后岩土组份经历水化、碳酸化、脱硅、富铁铝化等作用形成富铁的硅、铝酸盐为主要成份的次生黏土矿物的全过程。红土化历程可分两个阶段，从岩石到土的演变中，岩石组份分解、破碎，一部分原生矿物残存下来，另一部分流失，其中可溶性矿物溶解成含盐溶液，残存下来的部分在一定酸碱度及温度下形成次生矿物。成土后的各种次生矿物再次发生流失、迁移、富集、演变直至与新的介质环境相适应，成份亦随之改变。

经上述两个阶段演变形成的红黏土，在温湿条件显著地区，红土化作用形成的红黏土以残积形态为主，坡积为次。云贵高原上以这种红黏土为主。在雨量充沛、气候炎热、侵蚀作用强烈或有过第四纪冰川活动的地区，往往已形成的红黏土经后期水流或冰川再搬运形成坡积、洪积、冲积、冰积等形态的次生红黏土。云贵高原残积为主，坡洪积为次，东部地区坡积、冲积较广。

红黏土分布应从地质历史、地域或地貌单元去研究。

在我国的第四纪冰期、间冰期历史中，下更新世的鄱阳——大姑间冰期及其以前阶段，湿热的红土化作用气候环境波及到北京——大同一线，相当于北纬 40°左右。中更新世大姑——庐山间冰期红土化气候环境达到北纬 43°的长春——本溪一线。上更新世及全新世以来红土化气候环境退缩到长江一带以南地区。由于上更新世以来中国北方已脱离红土化作用环境，又由于侵蚀及覆盖至今，红土也只呈零星分布，红黏土极少见。

在南方，中生代以来西藏高原强烈上升，失去红土化环境条件。红黏土主要分布于云贵高原，南岑山脉南北两侧和川南、鄂西、湘西丘陵山地，长江、珠江中下游及沿海岛屿丘陵地区。

云贵高原红黏土主要见于剥蚀夷平台地、岩溶洼地四周及岩溶谷地两侧的山地丘陵坡脚一带的残积及残坡积成因红黏土。谷地、洼地中心为冲、洪积次生黏土。某些冰川槽谷及冰积阶地也见有冰积次生红黏土。

由于红土化作用环境不同，脱硅富铁铝化作用深浅不一，铁铝氧化物相差悬殊。以贵州为中心包括滇东、川南、桂北、鄂西、湘西等地区红黏土中，铁铝氧化物的三氧化二铁仅占 5%~15%，多呈黄色、褐黄色。其他地区三氧化二铁含量 10%~25%，呈褐红、棕红色。前者统计面积 34 万 km<sup>2</sup>，后者统计面积 74 万 km<sup>2</sup>。

不同地区、不同地貌单元上的红黏土，其分布厚度相差甚远。云贵高原红黏土厚度一般在 5~15 m，最厚为 30 m，东部地区 10~20 m。



## 红黏土的工程特征

红黏土虽然具有高分散性、高孔隙比特点,但由于单个孔隙体积微小,土粒间为铁铝氧化物胶结,结构强度很高,所以土体具有较高强度和较低的压缩性。

红黏土的湿度状态应按含水比  $aw$  ( $W/W_L$ ) 划分 5 类。

红黏土基本特征及成份指标值 表 2

状态	坚硬	硬塑	可塑	软塑	流塑
$aw$	$\leq 0.55$	$0.55 < aw \leq 0.70$	$0.70 < aw \leq 0.85$	$0.85 < aw \leq 1.00$	$> 1.00$

红黏土湿度状态主要特征为上部坚硬、硬塑状态土体,向下逐步变软过渡为可塑、软塑状态土体。云贵高原的硬塑红黏土占 80% 以上,可塑占 15%,软塑仅见于溶沟槽处不足 5%。洼地中次生红黏土土体状态相对较软。东部地区红黏土土体状态较云贵高原稍差。红黏土作为地基时,其附加应力随深度衰减速率大于地基承载力减小速率,当持力层承载力满足要求,下卧层承载力也满足要求。所以,应尽量利用红黏作为基础持力层,并应置基础于硬塑红黏土上部,若地基软硬不均应用换土调整。

红黏土用作地基时,因基岩溶蚀沟槽发育,岩面起伏大,土层厚度变化悬殊,地基在横向上沉降均匀性很差。按红黏土厚度变化、建筑性质,可将红黏土地基划为均匀红黏土地基及不均匀的岩土混合地基。岩土混合地基中硬塑土地基均匀性检验已有曲线检验办法,其他地基则应进行沉降计算方能评价地基均匀性。

坚硬、硬塑红黏土一般都发育有网状裂隙。土体结构受到破坏面呈碎块状结构,引发许多工程病害:

- (1) 由于红黏土裂隙发育,土体收缩加快,地基不均匀下沉,引起基础结构断裂破坏;
- (2) 地表水流入裂隙性红黏土,引起土体软化,工程性能变差;裂隙水流涌入基坑,影响施工;
- (3) 裂隙红黏土易发生基坑及边坡塌方、滑坡。

红黏土具有以收缩为主的胀缩性,天然状态条件下胀量仅 1%~3%,但收缩量却达 10%~20%,红黏土胀缩性可按“ $1.4+0.0066W_L$ ”判别式与  $W_L$  相比较划分为两类:凡  $W_L$  大于  $(1.4+0.0066W_L)$ ,胀缩性较显著,复浸水后易软化,崩解强度降低较大,属 I 类胀缩性黏土;凡  $W_L$  小于  $(1.4+0.0066W_L)$ ,胀缩性较轻微,复浸水后不易软化,状态变化不大,属 II 类胀缩性红黏土。

裂隙性红黏土因具极强适水性,若下伏岩溶洞隙发育,地下水位在岩土界面活动,就在水位受自然、人为因素而活动中产生或大或小的土洞,危及工程建筑的地基稳定性。

## 红黏土地基建筑工程处理方法

红黏土为我国南方广泛分布的地基土。硬塑状态红黏土基都具有较高强度、较低压缩

性(见表3)。

红黏土基本特征及成份指标值 表3

土质状态	坚硬、硬塑	可塑	软塑
$f_{ak}/kPa$	200~320	130~200	100~130

在湿度状态分布上都显示上硬下软,基础持力层尽量选择硬塑红黏土地基,下卧层承载力都能满足要求。

红黏土地基除均匀的I类地基外都应进行地基均匀性检验。不均匀的II类岩土混合地基,应进行地基换土或结构加固处理,以避免不均匀沉降。石牙外露地段应凿去石牙,换以炉渣、砂、黏土混碎石的垫层,局部复浸水受软化地段应挖去进行置换处理。

裂隙性红黏土地基、基底辅垫20~30m砂垫层可防止房裂事故出现。这类地基也可通过增加基础埋深,加大室外散水坡宽度,以起到对地基土的保湿作用而达到同一目的。这类地基土边坡工程应加强防滑、防塌、防渗处理。

裂隙性红黏土地基因呈碎块状结构,透水性良好,当下伏基岩的岩溶洞隙、溶沟溶槽发育,地下水位经常活动于岩面附近、或者地表水渗流于裂隙当中,便很容易引发土洞。红黏土地基凡具备此种条件,不管目前有无土洞,都应进行建筑结构及地基处理。首先,建筑区外围500~1000m内不应抽取地下水,不修筑可能渗漏的水工建筑物;基础持力层土洞,洞体应挖出或灌填及梁板支撑等直接处理及环境的间接处理。建筑区室内外全面封闭处理。

人工开挖的基坑、高边坡,无法用试验指标作出正确评价。边坡形成的短时间内,直立形态大大超过指标计算所得的稳定程度。当超过某一时限随着土体失水,临空面上土体裂隙加深加宽,抗剪强度降低,土体向临空面塌落。塌落面上土体重又失水开裂,再次出现向内、向深塌落。多次塌落的松散土体,沿着某一不大的角度下滑。防止这一过程的发生,最好的措施是快速施工、保温,勿致红黏土失水。

红黏土地基上基础方案选择时,应区别工程类型。一般建筑工程,宜选择硬塑红黏土作为基础持力层的浅基方案。高重建筑工程,当地下水位较高,地基承载力、均匀性基本可满足要求,可选择箱形基础、柱下条形基础及十字交叉基础。只有当天然红黏土地基无法满足要求时,才选择桩基。一般应优先考虑挖孔桩(墩)基础。下伏岩溶洞隙强烈发育,必须采用钻孔灌注桩基础,穿过岩洞隙达稳定岩层。钢筋混凝土预制桩只适用于含泥质多的软质岩石,石灰岩及白云岩上不宜使用。

# 钻机零件的热处理技术要求

吴仲坤

(河南省水利勘测设计院 河南 郑州 450016)

钻探机械零件设计中的技术要求,在一定程度上决定了所制造产品的质量优劣,因此对直接影响钻机使用寿命的零件内在质量尤应重视。有关热处理的技术要求,应根据零件的使用条件、具有的性能,提出热处理的技术标准,如决定零件内在质量的基本要素硬度值、硬化层深度等,要使其既具有科学性,又在生产中切实可行。这就要求机械设计工作者熟悉材料及其热处理方面的知识,才可使设计的钻机质量高,使用寿命长。

## 表面淬火

### (1) 齿轮

要求表面淬火的齿轮,一般用于负荷大、工作条件恶劣、传递动力的减速机中。要求齿轮具有高的齿面接触疲劳强度与耐磨性,以及高的齿根抗弯疲劳强度。用45钢或40Cr制造,经调质后高频表面淬火的钻机齿轮,使用中常见的过早损坏形式之一为轮齿的折断,乃至全齿折断的剃光头现象。该类失效形式以齿轮模数 $m=5\sim6$ 的为主。对断齿损坏的齿轮检削:齿顶硬度符合图纸设计唯一热处理技术要求齿面硬度 $HRC>48$ ,齿沟硬度 $HRC\leq 21$ ;剖齿进行金相检查,硬化层均自齿顶至节线附近中断,无一延伸到齿沟部。可见,齿根抗弯强度不足,是断齿的主要原因。

齿轮啮合过程中,尤其当啮合开始和终了时,齿根部危险断面处产生最大弯曲应力,此处必须有高于该最大弯曲应力的抗弯强度,否则,载荷增大时就会造成轮齿的折断。为此,国标“GB8539-87”对表面淬火的齿轮齿沟硬度规定 $HRC\geq 30$ (MQ要求)或 $HRC\geq 35$ (ME要求);《机械设计手册》有关章节特别提及:表面淬火齿轮硬化层应包括齿根圆角部分,当齿根圆角部分不淬硬时,则取值应为淬硬时的70%~80%。可见齿根部的硬化不可忽视。而模数 $m\leq 6$ 调质钢齿轮感应加热淬火硬化层沿齿形轮廓理想分布无法实现,按常规加热法齿沟硬度难有保证。为此,要求表面淬火的钻机齿轮,在设计中强调热处理技术要求中加注齿沟硬度值是必要的,对模数 $m=4\sim 6$ 的齿轮尤应如此。

### (2) 轴类

花键轴、钻杆等要求表面淬火件,图纸中只标注表面硬度要求,不注硬化层,热处理检验虽合格,但使用中常过早损坏,如花键轴的根部疲劳崩齿,花键过渡区疲劳断裂,钻杆的表面麻点剥落等。轴类零件要求表面淬火,其目的,除增加静强度外,更主要的是增加疲劳强度。而硬化层在一定范围内时疲劳强度最高,若偏高或偏低,其疲劳强度均低,

达不到设计的技术要求。其次对淬火区的中断线应避免截面过渡区、以免应力集中的危险截面加剧断裂损坏的几率。据《热处理手册》等资料推荐,一般轴类要求硬化层为:花键轴根键部硬化层应达1.0~1.5 mm;要求高的弯曲疲劳强度轴的硬化层 $11=0.1 D$ (轴径)左右;主要要求高接触疲劳强度与耐磨性的轴与杆,硬化层应为1.5~2.5 mm。

## 渗碳

### (1) 渗碳层

20 CrMnTi 飞钢制模数  $m=6\sim 8$  渗碳淬火齿轮及齿轮轴,在钻机使用不久,乃至试机时,就曾发生轮齿折断,伴随硬化层剥落的情况。除部分因过载造成外,更主要的原因是齿轮根部抗弯强度不足。如曾对损坏的齿轮进行过检测:齿面与齿沟硬度 HRC 58;心部(2/3 齿高处)硬度 HRC 32~36,金相组织合格,渗碳层深度  $\delta=0.8\sim 0.9$  mm,符合图纸(渗碳层  $\delta=0.8\sim 1.2$  mm)技术要求。

渗碳淬火齿轮比表面淬火齿轮负荷大,运行速度相应快些,故对其接触疲劳强度、抗弯疲劳强度要求更高些。同时齿轮模数越大,承载能力与冲击负荷也就越大。齿根部抗弯强度也必须越高。显然同种材料渗碳齿轮,模数  $m=6\sim 8$  与模数  $m=3\sim 4$  的齿轮渗碳层深度都规定为  $B=0.8\sim 1.2$  mm 是不妥当的。

对齿轮渗碳层深度,欧美等国有一基本标准:如美国的一些重型机械行业对齿轮渗碳层深度规定范围平均值约为弧齿厚(节线处齿厚)的 1/6,与我国拖拉机等行业制定的齿轮渗碳层深度经验公式基本吻合。

上述足以说明齿轮渗碳层深度必须依齿轮工作负荷定标准,齿轮模数  $m$  是重要依据,这样方可保证设计质量指标。否则,只简单地统一规定渗碳层深  $\delta=0.8\sim 1.2$  mm,只能事与愿违。

### (2) 心部硬度

对渗碳齿轮心部硬度要求(一般标准 2/3 齿高处)必须制定标准,根据齿轮工作环境,在 HRC 29~44 内选取。过低易造成齿面硬化层的剥落,因硬化层与心部边界剪应力最大,在高接触应力作用下,硬度梯度变化过陡,强度不足,极易造成塑性变形,支撑硬化层的力量不足;过高则齿轮换档频繁过程中耐冲击性能差,轮齿易脆断。

## 调质

### (1) 硬度标准

45 钢、40 Cr 等中碳钢经调质处理,综合机械性能好,在机械零件中得到了广泛应用。对一般调质钢,在淬透性合格的前提下,硬度与强度有一定的直接关系: $\sigma_b=3.35\sim 3.45$  MPa。故调质件的热处理技术要求常以硬度标注。但图纸中技术要求硬度值无一定规律性,如同一钻机中工作条件相同的同类零件调质硬度标注:或取整数 HB 220~240, HB 210~250;或拣取 HB 217~255, HB 217~241 等,其标准依据不足。美国的一些机

械行业对调质件的硬度标准,依布氏硬度计压痕直径相差 0.2 mm 为标准要求范围,分若干档次,如压痕  $\Phi 4.1 \sim 3.9$  mm, HB217~2411 压痕  $\Phi 3.9 \sim 3.7$  mm, HB241~269 等。再根据零件工作条件,选定硬度档次。这表明图纸标注调质硬度必须以零件所要求的强度为依据,标准有规律性,严格实施热处理,保证设计质量。

值得提出的是,图纸标注的硬度必须是零件精加工成型后的表面硬度。应考虑零件切削加工余量的影响,保证达到设计强度要求值,因调质件的硬度总是自表面到心部逐渐降低的。其次不可为易于进行机加工而降低设计硬度值,致使零件的使用寿命降低。

根据承载能力确定摩擦副组合件的硬所。如软齿面相啮合的齿轮,注意小齿轮或齿轮轴的硬度应比大齿轮的硬度高 HB 20~50,以提高小齿轮抗麻点剥落的能力;软硬齿面相啮合的齿轮,把调质齿轮硬度提得高些,如 HB 269~302,或 HB 285~321,与表面淬火的齿轮 (HRC 45) 相啮合,以增加调质齿轮的疲劳强度,这样不因配对的一只齿轮过早地失效,导致整机使用寿命的降低。

## (2) 选材

选材也是零件调质要求标注不可忽视的一个方面。设计者应清楚调质的综合机械性能好,是指淬火得到马氏体 (HRC 45) 回火后的性能,即淬得越透越好。45 钢、40 Cr 等调质钢在完全淬透的情况下,高温回火到相同硬度时,它们的综合机械性能都差不多。在满足零件所要求的情况下,选材应考虑经济性。如轴类件主要受弯曲与扭转应力,最大复合应力发生在轴外缘,而心部很小,为此表面强度要求高些,调质轴  $3R/4 \sim R/2$  外缘淬硬即可,如 45 钢能胜任,就不必选淬透性虽好而价格高些的 40 Cr 钢。连杆整个截面受均匀分布的拉应力,选材得保证整个截面淬透。

总之,设计钻机零部件时,对热处理技术要求内容的标注,应保证产品的内在质量,做到经济实用。