维普资讯 http://www.cqvip.com

深圳市笔架山公园边坡地质灾害治理设计

文东平[1] 吕文龙[2] 郭斯钢[3]
(1、深圳市笔架山公园管理处基建部 深圳 518000; 2、广东省建筑科学研究院 广州 510500;
3、深圳市方圆建设工程监理有限公司 深圳 518000)

摘 要:介绍某公园边坡地质灾害治理方案的设计过程,主要包括边坡破坏模式、支护结构选型、边坡稳定性、预应力锚索优化设计,以及绿化、排水、监测等配套措施设计等,可供同类工程借鉴。

关键词:边坡; 地质灾害治理; 预应力锚索; 格构梁

1 工程概况

笔架山公园位于深圳市中心北侧,上世纪80年代园内修建了宽约6m的盘山沥青道路,在原自然边坡上挖填,形成了新的工程边坡,且大部分未采取治理措施,道路建成后部分路段边坡在暴雨天气下出现了滑坡,部分路段上出现了沿道路方向延伸的最宽约1cm、长约2~4m的裂缝,对该边坡如何治理,关系到道路和游人的安全。该边坡全长约120m,高20~30m,绝大部分为土质边坡(填土、坡积土、残积土),边坡安全等级为二级。由于受公园场地、景观的限制,根据方案比选,本边坡选用预应力锚索加框架梁结构的治理方案,如图1所示。

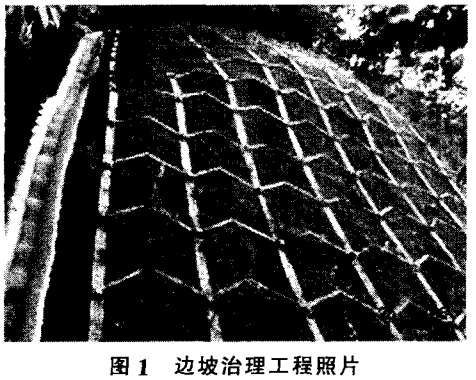


图1 边坡治理工程照片

2 工程地质条件

该边坡场地位于深圳市白芒岩体以东、北东向龙岗向斜南翼、北东向深圳断裂束北缘,基底岩石为花岗混合岩,地表广为第四纪沉积物覆盖。各土层自上而下主要性状如下:①素填土:黄褐,稍湿,结构松散,为填筑道路时开挖的花岗岩风化残积土,层厚1~3m;②坡积粉质粘土:褐黄,稍湿,可塑,含少量风化岩块,层厚1~3m;③残积粉质粘土:褐红,稍湿,可塑~硬塑,浸水软化崩解,为混合花岗岩风化残积而成,层厚9~15m;④-1强风化花岗混合岩:黄褐或褐色,呈坚硬土状或半岩半土状,岩质极软,层厚3~18m;④-2中风化花岗混合岩:灰色夹褐色,裂隙较发育。典型工程地质断面如图2所示。

3 边坡破坏模式分析

在无支护条件下,开挖后边坡破坏模式有两种:

(1) 若中风化岩面倾角较缓(一般小于20°),则边坡最大可能破坏面位于上层土体内部(①、②、③或④-1层)中产生一滑移面,滑面一般假设为圆弧形,可按瑞典条分法搜索确定其位置,并根据主动土压力设计支护体系;

(2) 若中风化岩面倾角较陡(一般大于25°),则由于中风化岩面相对隔水,界面处往往地下水易于汇集,在水的浸泡软化作用及渗透力作用下,上部土层可能沿中风化岩面产生滑移,滑面形状根据界面特征一般为直线形或折线形,此种情况下可根据滑坡推力设计支护体系。

具体分析时,需要对两种可能的破坏模式分别进行稳定性计算,取稳定性系数较小值作为可能破坏模式。

4 支护结构选型与计算分析

4.1 边坡特点及支护结构选型

①周边环境条件较复杂,坡下和坡顶均为道路,安全要求十分严格;②边坡长度很大,地质条件和边

维普资讯 http://www.cqvip.com

坡高度变化很大；③为保护边坡上的名贵树木，不具备分级放坡或修筑重力式挡墙的条件；④深圳地区台风、暴雨较多，必须考虑气象上的不利因素；⑤边坡位于市区公园，需考虑绿化要求。

根据以上特点，经仔细分析和综合考虑，我们决定采用锚索结合框架梁形式进行支护，该方案具有结构轻巧、安全可靠、便于绿化等优点，且开挖量小，仅需平整边坡，因此采用此种方案造价最为经济。

4.2 设计计算

由于坡高、土层厚度、岩土层产状等条件有很大变化，为使计算模型和土层厚度等参数尽可能符合实际条件，将总长120m的边坡共分为6个计算区，对每个分区的具体开挖深度分别进行可能的破坏模式分析，然后取最不利情况进行支护结构设计。

(1) 物理力学参数

根据室内试验结果，选取重度指标及各层土 c、φ 值(固结快剪值)，见表1。

(2) 边坡稳定分析及加固计算

由于本工程计算断面中风化倾角较缓，故采用瑞典条分法计算。边坡稳定安全系数 K 按下式计算：

$$K=\sum(cl+W\cos\theta\mathrm{tg}\varphi)/(\sum W\sin\theta)$$

式中：c，φ 分别为土的粘聚力和内摩擦角；l 为单个土条的滑动面长度；W 为土条重力与土条作用上的荷载之和；θ 为土条地面倾角，以逆时针为正。在不考虑路面荷载的前提下，边坡稳定安全系数仅0.984，

表1 各土层物理力学参数设计值

层号	岩土名称	重度 (kN/m³)	粘聚力 c(kPa)	内摩擦角 φ(°)	与锚固体粘结强度特征值(kPa)
①	素填土	17.8	20	18	–
②	坡积粉质粘土	17.5	20	18	20
③	残积粉质粘土	18.0	40	18	35
④-1	强风化花岗混合岩	17.8	17	23	60

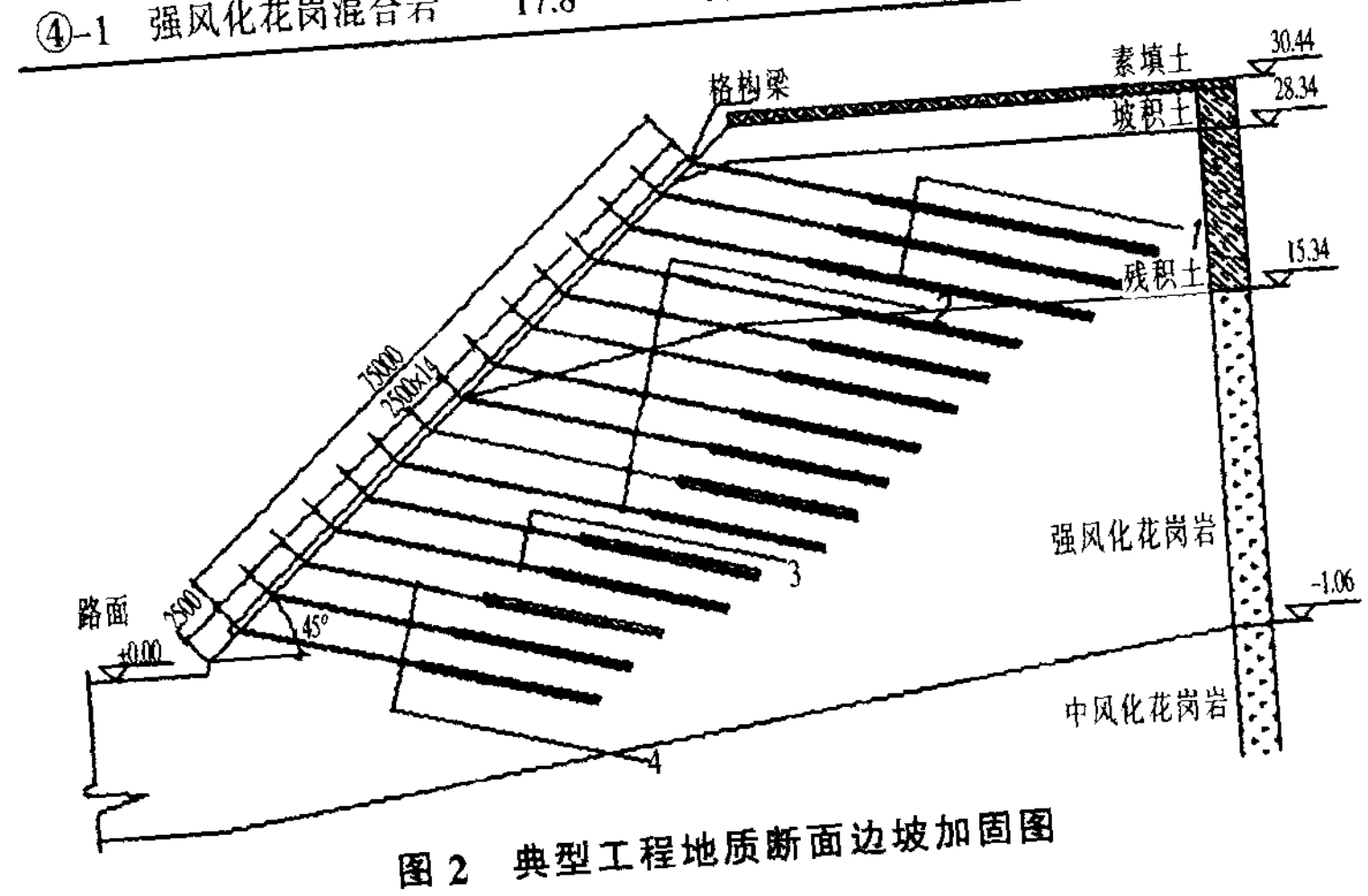


图2 典型工程地质断面边坡加固图

不满足《建筑边坡工程技术规范》二级边坡安全系数不小于1.25的要求。此时的最危险滑动面主要位于残积土层，穿过坡积土层和填土层，位于强风化花岗岩层之外，由于花岗岩残积土遇水易软化，使其力学参数下降，故降雨尤其是暴雨往往诱发本工程场地滑坡的主要因素。

采用预应力锚索对边坡进行加固后，边坡稳定安全系数 K 可按下式计算：

$$K=\frac{\sum[cl+W\cos\theta\mathrm{tg}\varphi+F\cos(\theta-\alpha)+F\sin(\theta-\alpha)\mathrm{tg}\varphi]}{\sum W\sin\theta}$$

式中：F 为单个土条中预应力锚索承受的拉力；α 为预应力锚索地面倾角，以逆时针为正，由于锚索设置均为倾斜向下，故 α 为负值，由上式可知 α 的绝对值越小，对边坡安全系数的提高越大，但注浆质量也越不易保证，本工程 α=-15°。上文分析的典型工程断面边坡，经采用15排水平间距2.5m，沿坡面间距2.5m的拉力特征值为240kN的预应力锚索加固后，边坡稳定安全系数上升至1.303，满足规范要求。

预应力锚索采用2ϕ15.24抗拉强度标准值为1860MPa的钢绞线，锚固体为ϕ130，锚索的锚固段设置在最危险滑动面以外。具体设置如下(如图2)：从坡顶算起前3排为第1组，锚索总长28m，锚固段18m主要位于残积土中；第2组为其下方7排锚索，总长24m，锚固段10m主要位于强风化花岗岩中；第3组为其下方共2排锚索，总长22m，锚固段10m主要位于强风化花岗岩中；第4组为其下方共3排，总长20m，锚固段10m主要位于强风化花岗岩中。

本计算断面内所有锚索的锁定拉力值与锚索拉力特征值相同，即240kN；验收试验荷载值为1.5倍锚索拉力特征值，即360kN。格构梁按连续梁进行计算配筋。其余各区的计算方法计算同上述典型断面。本工程采用加拿大Rockscience公司的Slide软件进行边坡稳定分析和预应力锚索内力的计算。

(3) 绿化

由于本工程边坡最危险滑动面主要于花岗岩残积土层中，而该类型土遇水软化，使其内摩擦角及粘聚力降低，故坡绿化和排水系统对该边坡地质灾害的治非常重要。为便于边坡后期的表面种草化工作，框架梁施工前在坡面铺设一层

维普资讯 http://www.cqvip.com

工网,起到固定培土基层和防止复绿前框架之间裸露土体流失的作用,在护坡结构施工后喷培土植草以恢复景观。

(4) 排水系统

坡顶设置横向梯形截水沟,坡面设置纵向急流槽,台阶状消能,坡面来水排至坡底道路旁排水沟,最后排至山脚下的人工湖。

(5) 施工勘察

为及时准确地取得相应地层参数,为动态设计提供资料,及时对治理工作量作出相应调整,达到尽可能降低造价而又保证边坡安全的目的,必须进行施工勘察工作,具体要求如下:每一计算段第次施工的锚杆孔成孔时抽取岩(土)芯,按勘察要求封存,并作出该孔剖面图,若岩土层情况与设计不符,则应对边坡支护设计作出相应的修改。

(6) 监测

由于边坡点多线长,且为陡立的一级边坡,故在施工期间及工后2年内均需对支挡结构变形进行监测,以便及早发现异常并采取相应的安全措施,以确保坡顶道路及坡下建筑物的安全,监测项目见表2。

表2 边坡工程主要监测项目及要求

测试项目	测点布设位置	测试要求
坡顶水平、垂直位移	支挡结构顶部,间距20m	施工期间3日一次,竣工后间隔3个月一次
地表裂缝	支挡结构背后1倍坡高范围	施工期间每日巡视并记录
坡顶道路路面沉降	道路中线,间距20m	施工期间3日一次,竣工后间隔3个月一次
锚杆拉力	试拉数为10根	在施工前按规定进行试拉
支挡结构变形	格构纵梁中点及下端	施工期间3日一次,竣工时测一次,1年后测一次,2年后测一次

5 设计小结

5.1 本边坡治理工程从2006年10月开始施工,至2007年3月结束,施工过程中及施工后经历几次台风暴雨考验,监测结果证实边坡变形极小,表明采用预应力锚索结合框架梁结构治理本边坡是合理的,该结构型式特别适用于坡高较大、场地紧张、岩土条件复杂等不利条件下的边坡地质灾害治理。

5.2 经分析计算,本工程场地边坡最危险滑动面主要位于残积土层,预应力锚索的锚固段主要设置于该滑动面外的强风化岩层及残积土层。

5.3 由于花岗岩残积土遇水易软化,故该类型边坡设计时不可忽视绿化、排水措施对边坡稳定的重要作用。

5.4 在地质条件复杂地段治理边坡时,应重视施工勘察及施工期间的监测工作,及时根据反馈信息修改设计(即动态设计),确保治理设计尽可能符合边坡实际条件。

参 考 文 献

[1] GB 50330-2002 建筑边坡工程技术规范[S]

[2] GB 50007-2002 建筑地基基础设计规范[S]

[3] CECS 22:2005 岩土锚杆(索)技术规程[S]

[4] 闫莫明,徐祯祥,苏自约. 岩土锚固技术手册[M]. 北京:人民交通出版社,2004

(上接第29页)

4 结论

梁体制造误差的累积会在结构上产生二次内力,对结构受力产生不利的影响。而在梁体制造误差产生的原因中,临时墩的位置所引起的梁体制造误差是一个很重要的因素,且一旦确定后在施工过程中就无法调整。因此,为了减小梁体制造累积误差,对临时墩的位置应作出优化分析,如前文所述,对于50m的梁体,临时墩位置为15~20m是较为合适的,即为跨度的30%~40%。

参 考 文 献

[1] 杨沪湘、陈湘林,预应力连续梁顶推技术的成熟[J]. 公路,2001(3)

[2] 颜全胜,王卫锋,邹小江. 顶推法施工过程仿真分析软件的研制[J]. 世界桥梁,2003(3)

[3] 王卫锋. 顶推法施工过程仿真分析及相关技术研究总结报告[R]. 广东省建筑设计研究院,华南理工大学,2003

[4] 赵志平. 桥梁顶推施工的精度探讨[J]. 桥梁建设,1994(2)