

单、双排组合型抗滑桩设计及工程应用探讨

Design and Application of Single and Double Row Combined Anti-slide Pile

段立强

Liqiang Duan

杭州市交通规划设计研究院
中国·浙江 杭州 310012
Hangzhou Institute of Traffic Planning and Design,
Hangzhou, Zhejiang, 310012, China

【摘要】文章介绍了开展滑坡研究具有重大的社会效益和经济效益,对H型抗滑桩研究现状及计算模型进行介绍。

【Abstract】This paper introduces the research status and calculation model of H-type anti-slide pile with great social and economic benefits.

【关键词】双排抗滑桩;滑坡推力;工程应用

【Keywords】double row anti-slide pile; landslide thrust; engineering application

【DOI】10.36012/etr.v2i1.993

1 引言

在众多复杂、大型滑坡的治理中,由于受下滑推力和桩体设置条件的限制,单排抗滑桩无法满足下滑推力的要求。如果多排抗滑桩分别设置到不同部位的滑坡体中,会因地形条件、征地难度大等因素给滑坡体的治理带来较大的困难。而采用单双排组合型排抗滑桩处治,则既能解决平面布置和征地问题,又能提高抗滑能力^[1]。

单、双排组合抗滑桩与单一支护形式相比较,具有整体稳定性好、刚度大、施工便捷等优点。但是双排桩系统受力十分复杂,相关研究还不多,设计计算方法不够完善和成熟,理论研究相对滞后于工程实例的应用。当前,有关的国家标准或规范均没有对双排抗滑桩的具体设计方法和计算原则作出相应的规定和说明,各相关设计单位较多地按照各自的计算方法结合相关的工程实践进行设计,计算方法有较大的差异,治理效果也明显差异。

2 双排抗滑桩的研究现状

2.1 理论分析

双排抗滑桩体系包括滑坡体、后排桩、桩间土、前排桩和桩前土体(滑体),体系组成较为复杂^[2]。

1993年,张弘结合基坑围护设计的排桩支护体系进行了定性的理论分析,总结出经验性的理论计算公式,并结合实际的相关工程进行了验证。1996年,何颐华等人总结出当抗滑桩排距较小时(小于8倍桩径)可当作锚拉桩结构体系;当排距较小时,前排桩受桩间土的作用较小,大部分作用在后排桩,再通过桩间土与连系梁传递至前排桩,其体系相当于两端

嵌固的门式框架结构。1999年曹俊坚和2001年平扬等人提出了另一种理论,即考虑了连系梁-排桩-圈梁整体组成的空间协调作用,总结出长期使用并更结合实际中的排桩工作状态的计算理论,反馈总结出一种适用性更好的反分析计算理论。计算结果表明,该方法在排桩设计计算中是正确可行的,更具有实际的工程意义。2005年,周翠英等人将排桩体系等效简化为弹性支撑体系,总结出前排桩受桩间岩土体的受力模式和作用效果的计算力学分析模型。

2.2 数值模拟研究

1997年,蔡袁强等人应用平面应变假设,采用非线性的有限元理论研究在软弱土层中排桩支挡围护结构的变形和内力特征,结果揭示排距为4倍桩径时,桩土效应达到最佳状态。2005年,王军等人应用ANASYS软件,计算分析了基坑的支挡围护结构排桩的排间距对桩身内力、变形及抗滑桩桩体侧土压力的影响,结果揭示排间距为1.5~3倍桩径时较为经济合理。2008年,罗卫华等人在岩质边坡条件下,建立了双排基桩(桥梁)三维有限元计算模型,分析了入岩深度变化、桩体刚度变化、桩距变化及桩周岩土体岩性特征变化对桥梁双排桩受力及变化影响程度。2008年,万力在向家坡抗滑桩工程(渝黔高速)的基础上,建立了三维空间有限元计算分析模型。计算结果揭示:只实施单排桩时,桩身内力较大,滑坡体出现较大位移和变形;当实施双排抗滑桩时,抗滑桩的应力值和变形量均降低为原来的1/3,滑体处于稳定状态。

当前,在滑坡工程治理中的双排抗滑桩的研究、使用还比较少,对双排桩的内力分布、变形特点等方面认识还不够。

3 计算模型

按平面应变条件考虑,选取典型剖面,如图 1 所示,左右边界为水平约束,下边界为水平和竖向约束,上边界不加约。强-全风化岩体条件下,滑坡体岩土体较为破碎(地下水位较高),覆盖层较厚,采用 D-P 弹塑性本构模型。当滑床为比较完整的岩土体时,采用线弹性模型,桩体、连续梁采用线弹性梁单元。而且桩-土界面不考虑相对的变形移动,滑坡体下滑推力在排桩上的分配,主要通过排桩、连梁及桩间土的变形协调实现。不计岩土体抗拉强度,桩体与顶端连续梁的连接为刚结点,可以传递力及弯矩^[4]。

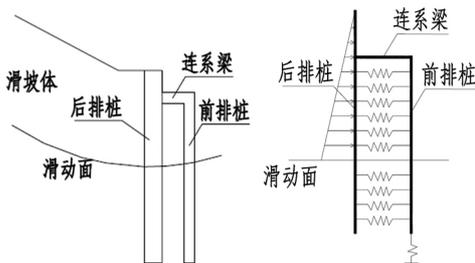


图 1 型双排型抗滑桩布置 图 2 计算模型 A

2004 年,郑刚等人提出用于基坑围护支挡的双排桩平面杆系有限元计算模型,如图 2 所示。其原理为:该模型将桩间土分层对待,针对每不同土层用水平向来模拟,通过“土弹簧”(桩间土)将剩余下滑推力传递至前排桩体,避免人为地将下滑力按比例进行分配,造成与工程实际的不相匹配。然而使用“土弹簧”来模拟桩体在锚固段范围内岩土并不能较好地反映出该锚固段稳定基岩层中桩-土协调变形及相互作用。2008 年,王丰等人通过计算总结提出了较为适合的、能用于边坡处治的门架式双排抗滑桩的平面杆件有限元计算模型,如图 3 所示。其原理为:滑体范围内(滑动面以上)桩间土采用“土弹簧”来模拟,锚固段范围(滑动面以下)桩岩之间的相互作用采用接触单元来模拟。以上两种模型均没有充分考虑岩-土体塑变形,当桩-土变形较大时会产生比较明显的误差。

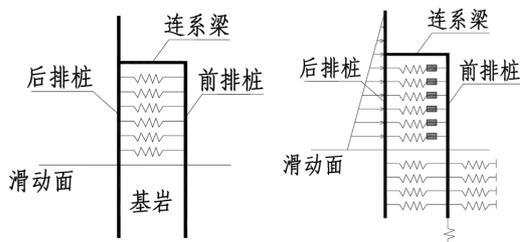


图 3 计算模型 B、模型 C

4 工程概况

已建成通车的中国贵州黔西南某高速公路,在 K35+270~

K35+540 段为高填陡斜坡路堤,距离瓦斯隧道进口约 120m,地下水较高。地面横坡约 25%,滑坡侧填方高度约 32m(4 级坡,每级边坡高度 8m,平台宽 2m,坡比自上而下 1:1.5, 1:1.75, 1:2, 1:2),坡脚设置 4m 高 C20 片石混凝土护脚墙,路堤中心填高约 20m。

4.1 主要地层岩性

①表层为第四系全新统人工填土层(Q4ml)、素填土,成分主要以黏土、粉质黏土、夹块碎石的粉土为主,含碎块石约 50%~70%,碎石成分以泥岩、粉砂岩等软岩为主,生长玉米、生姜等农作物。②人工残坡积层(堆积体),主要由黏土、粉质黏土和黏土夹碎石组成。③龙潭组(P₂):主要由灰红色、褐色页岩、泥岩、砂岩、泥砂岩及煤层岩组成。表层覆盖层风化较为强烈,岩体较为破碎。全风化~强风化层厚度达 10~22m。中风化层泥岩、砂岩及炭质页岩与煤层相间分布,呈黑色、灰黑色,煤层厚约 0.5~1.6m,含泥量较大。岩体破碎一极破碎;岩芯呈短柱状;极少量呈长柱状;泥岩含砂质,属软岩或极软岩;煤层与炭质页岩属极软岩。

4.2 水文地质条件

4.2.1 地表水

设计阶段外业踏勘发现该填方区域无常年流水,在路基填筑区域内有一处水池(由泉眼、集水池收集,当地灌溉,家畜饮用),有一处鱼塘。路堤左侧为司家寨村,村子内有冲沟小股流水,在 6、7 月强降雨期,会形成较大的地表径流。在雨期形成的地表水渗入至地基,是该工点填方路堤发生沉降变形,最终导致路堤发生滑坡最主要的原因。

4.2.2 地下水

本工点地下水埋深较浅,一般地下水位 2~10m。该类型地下水水量随季节变化较大,受大气降雨控制,对路堤稳定性有很大的影响,对路堤变形和沉降有一定程度的影响。路堤下部原地表出露一泉眼,水流量 0.05~0.07L/S,枯季不枯,流量会变小。

4.3 滑坡发展

由于特殊地质环境和施工条件限制,设计采用“碎石桩+褥垫层”方案对地基进行处理。

局部碎石桩施工完成后,路堤填筑高度为 13~15m 时,路堤填筑体左侧坡面开始出现裂缝,19-3 弃土场(位于路基下游冲沟)下游也出现了开裂滑移动,路堤坡脚多处民房开裂受损、煤矿进场沥青道路纵向开裂、更下游处地面隆起。继续填筑 20 天后,合计填筑约 17 万方时路堤本身及下游沥青道路变形加剧。同年 6~9 月现场持续强降雨,加之隧道大量地下水涌出,煤矿进场道路出现“波浪”型隆起,高填路堤段护脚墙

出现 4 条横向裂缝,护脚墙墙身明显外移。相邻处涵洞洞身、两端八字墙等部位均出现不同程度沉降、侧移,涵洞顶部漏水,填方边坡衬砌拱出现“拱形”裂缝。

5 单、双排组合险抗滑桩设计实例

5.1 剩余下滑力计算

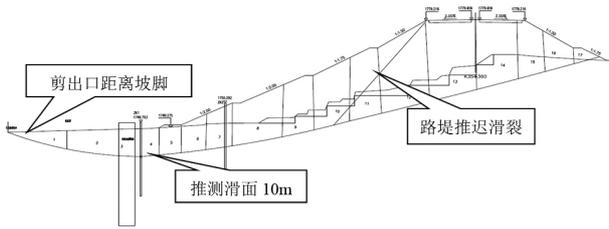


图 4 滑坡推力计算简图

①根据现场变形,并结合深部位移测斜监测数据推测,以坡脚现状沥青道路隆起处为剪出口,以在建高速公路现状右侧路堤坡脚为后缘,参考相关规范并结合工程实例经验,反算滑面抗剪强度(见图 4)。当安全系数为 1 时,通过反算滑面处 C 、 φ 值,取剩余下滑力为 0 时进行试算,得饱和状态条件下滑体 $C=11.5\text{KPa}$, $\varphi=11^\circ$ 。②以路堤左侧(滑坡侧)边坡破裂面为滑体的滑动面,反算滑面抗剪强度指标,取剩余下滑力为 0 时进行试算,得饱和状态条件下滑体 $C=10.5\text{KPa}$, $\varphi=5.5^\circ$;以路堤破裂面右侧的滑体反算滑面抗剪强度指标,得饱和状态条件下 $C=21\text{KPa}$, $\varphi=15^\circ$ 。

由以上计算并结合实际工程经验,可得出以下结论:第一种破坏模式下得到的是滑面平均抗剪强度指标,第二种破坏模式得到的较小值为滑面处残余强度指标,较大值为滑带处直接剪切强度指标。通过多次现场踏勘,结合多位专家意见和工程实际经验,对路堤左土路肩至滑坡前缘(已明显滑动变形区)取 $C=10.5\text{KPa}$, $\varphi=5.5^\circ$ 。路堤右坡脚至左土路肩(未明显滑动区) $C=21\text{KPa}$, $\varphi=15^\circ$ 。对该工点滑坡取三个典型滑坡断面进行剩余下滑力计算,计算得到剩余下滑力为 2445~2650kN。

5.2 抗滑桩结构设计

根据计算剩余下滑力和现场实际监测变形特征,在路堤左侧距坡脚 5m 处设置 25 组组合型抗滑桩(其中 5 组双排桩),最短桩长 20m,最大桩长 35m,桩间距为 6m,桩身在滑面以下为总桩长的 1/2,截面尺寸为 $3\text{m}\times 4\text{m}$,中风化岩层埋深约 12~17m,地下水位 2.5~113m,采用“M 法”进行计算(见图 5)。

取最大桩长 35m,滑面以下桩身长 16.3m,剩余下滑推力 2650kN/m,不计桩前被动力,滑坡推力按三角形分布进行计

算,计算结果满足要求。

跳桩开挖第 1 批偶数桩已施工完毕。为方便施工加快施工进度,根据信息化施工,动态设计理念,第 2 批奇数桩优化为 $2.2\text{m}\times 3.4\text{m}+2\text{m}\times 2\text{m}$ 截面门式组合方形桩,中间采取 $2\text{m}\times 2\text{m}$ 连系梁连接。经计算,前排桩抗拉、后排桩抗压、位移满足要求。

本项目通车 3 年来本工点无变形,后续进行地表及深部位移监测结果显示滑坡体已经稳定,设计方案是合理可行的。

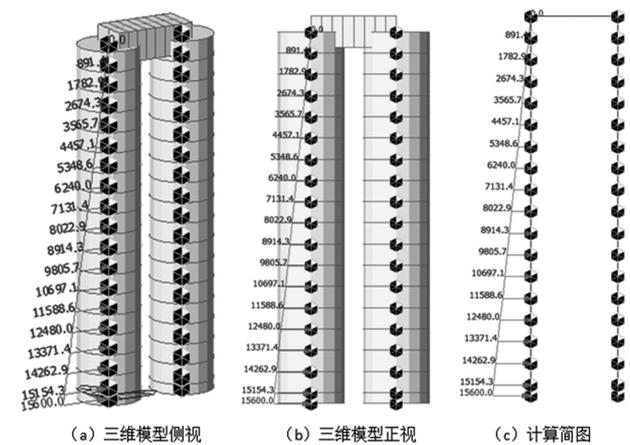


图 5 双排桩计算模型

6 结语

①M 值的大小对计算结果影响明显,该地质条件下 M 值取值为 35~75MN/m⁴ 较为合理,采用“M 法”计算偏安全。②对于单排桩桩前滑体不计其被动抗力,夹有煤层的软岩地质地层滑坡推力宜按三角形分布较为合理。同等条件下,按矩形分布的滑坡推力计算结果更保守。③当前对于排桩受力还不十分清晰,按照现有理论进行设计,施工时可在受力筋上埋深应变(力)探测器,加强监测。根据监测结果验证设计理论的合理性,反馈设计指导类似工程。④抗滑桩由 $3\text{m}\times 4\text{m}$ 优化为 $2.2\text{m}\times 3.4\text{m}+2\text{m}\times 2\text{m}$ 门式组合方形桩,可以降低施工难度,加快施工进度,实践表明是可行的,值得继续研究。⑤目前对滑坡中的双排抗滑桩的研究还较少,对双排桩的性质认识还不够,根据经验及计算后排桩约承担下滑力的 2/3,前排桩约承担下滑力的 1/3。

参考文献

[1]王瑞虎,陈志勇,段立强.煤层系地层等深厚强风化地质条件下的抗滑桩设计探讨[J].灾害学,2018,33(S1):180-182+192.
[2]郑颖人,陈祖煜,王恭先等.边坡与滑坡工程治理[M].北京:人民交通出版社,2010.
[3]杨义奎.h 型抗滑桩计算分析及工程应用[D].成都:西南交通大学,2015.