

瑞虎, 陈志勇, 段立强. 煤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. [WANG Ruihu, CHEN Zhiyong and DUAN Liqiang. Discussion on Design of Anti-slide Piles under Deep and Strong Weathering Geological Conditions in Coal Measures Strata[J]. Journal of Catastrophology, 2018, 33(S1): 180-182, 192. doi: 10.3969/j.issn.1000-811X.2018.Z1.036.]

煤系地层等深厚强风化地质条件下的抗滑桩设计探讨*

王瑞虎, 陈志勇, 段立强

(苏交科集团股份有限公司, 江苏南京 210019)

摘要: 介绍了开展滑坡研究具有重大的社会效益和经济效益, 抗滑桩是治理滑坡的有效手段之一。从地基系数计算桩的受力原理出发, 推导出“K法”、“M法”的适用条件以及滑坡推力分布形式。结合即将通车的盘兴高速公路 K35+300 处高路堤滑坡的特有煤系地层等深厚强风化软质岩层条件下抗滑桩设计实例, 采用“M法”对两种滑坡推力分布下不同 M 值对抗滑桩内力等影响进行分析, 总结出类似地层岩性下抗滑桩设计的要点和经验, 可供类似滑坡工程参考。

关键词: 软质岩层; 滑坡推力; “M法”; 抗滑桩设计。

中图分类号: U412.32; X43; P642 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-811X(2018)S1-0180-04

doi: 10.3969/j.issn.1000-811X.2018.Z1.036

2016年7月1日凌晨, 由于持续降雨, 导致贵州大方县理化乡偏坡村金星组发生山体滑坡, 导致23人死亡, 7人受伤。2015年12月20日, 广东深圳光明新区凤凰社区恒泰裕工业园发生山体滑坡, 造成33栋建筑物被掩埋或不同程度受损, 73人死亡, 4人失踪, 4人重伤, 13人轻伤, 直接经济损失98.81亿元。2015年11月13日晚, 浙江丽水莲都区雅溪镇里东村发生山体滑坡。造成38人死亡, 1人受伤。随着社会的经济发展, 越来越多的公路、铁路等在山区修建, 势必会诱发大量的滑坡灾害。开展滑坡防治技术的研究具有重大的社会效益和经济效益^[1]。

抗滑桩是治理滑坡的有效措施之一, 一般应设置滑坡前缘抗滑段滑体较为薄处, 以便充分利用抗滑段的抗滑力, 减小作用在桩上的滑坡推力, 减小桩的埋深和截面, 减低工程造价, 并应垂直滑坡主滑方向成排布设。对大型滑坡, 当一排桩的抗滑力不足以平衡滑坡推力时, 可布设两排或三排。

1 地基系数法计算桩的受力基本原理

将地基岩土看作是弹性介质, 依温克尔弹性

地基假设为计算的理论基础。对于抗滑桩来说由于桩的受力变位, 对地基土某点产生作用力, 引起该土的压缩变形, 力的大小与该点土的压缩量成正比^[2-3]。即:

$$P_y = KX_y. \quad (1)$$

式中: P_y 为桩对地基 y 点的作用力, X_y 为 y 点地基的压缩变形量, K 为地基系数或地基抗力系数 (kN/m^3), 物理意义是: 在弹性变形范围内使单位面积地基土产生单位压缩量所施加的力。

$$K = \frac{P_y}{X_y}. \quad (2)$$

在 y 点处地基土对桩的作用力也与该点的压缩变形成正比。

抗滑桩是竖直埋入土中的结构物, 地基岩土的性质、密度和含水状态沿桩身是变化的, 与其有关的地基系数难以确定, 所以实用中根据一定量的实测资料多做些假定, 如假定地基系数随深度按幂函数规律变化, 表示为:

$$K = m(y + y_0)^n. \quad (3)$$

式中: m 为地基系数随深度变化的比例系数; n 为随岩、土类别变化的指数, y_0 为与岩土类别有关的常数。

根据实测和实践经验, 为便于计算, 一步

* 收稿日期: 2018-03-01 修回日期: 2018-07-16

第一作者简介: 王瑞虎(1971-), 男, 甘肃甘谷人, 高级工程师, 注册土木工程师(岩土), 主要从事岩土工程勘察工作。

E-mail: wrh1364@jsti.com

通信作者: 段立强(1985-), 男, 安徽阜阳人, 硕士研究生, 工程师, 主要从事路基设计及山区不良地质处治工作。

E-mail: 120844613@qq.com

假定:

(1)地基系数为常数,即上式中 $n=0$, $K=m(y+y_0)=\text{常数}$,它适用于地基系数较为完整的岩层,未扰动的半粘土和半岩质地层。与之相应的计算方法称为“K法”。

(2)地基系数随深度成正比例增加。即上式中 $n=1$, $y_0=0$, $K=my$ 它适用于地基为硬塑至半坚硬的砂粘土、碎石土或风化破碎成土状的软质岩层,以及密度随深度增大的地层。与之相应的计算方法称为“M法”。

(3)地基系数随深度成正比增加,但表层地基系数不是零。即上式中 $n=1$ 或 $y_0 \neq 0$, $K=m(y+y_0)$ 。它适用于超压密土层、地面有附加荷载的地层,与之相应的是 M 法中的换算荷载法。

(4)滑坡推力及其分布图式。国内主要采用传递系数法,其作用方向平行于桩上一段滑动面,其分布式一般是从滑动面到桩顶范围按矩形分布。

(5)桩前抗力的大小和分布。由于滑动面的存在,桩前滑体难以形成连续的弹性抗力,一般采用剩余抗滑力(桩在抗滑段时)和被动土压力二者的较小值,用剩余抗滑力时其分布式按矩形,用被动土压力时为三角形。当桩前滑体有可能滑走时则不考虑桩前抗力^[4]。

表1 非岩石地基系数随深度变化的比例系数
 m (水平)和 m_0 (竖向)

编号	土的名称	m 和 m_0 /(kN/m ⁴)
1	流塑性粘土 $I_L \geq 1$, 淤泥	3000 ~ 5000
2	软塑性粘土 $I_L \geq 1$, 粉砂	5000 ~ 10000
3	硬塑性粘土 $0.5 > I_L > 0$, 细砂、中砂	10000 ~ 20000
4	半坚硬的粘性土、粗砂	20000 ~ 30000
5	砾砂、角砾砂、碎石土、砾石土、卵石土	30000 ~ 80000
6	块石土、漂石土	80000 ~ 120000

注:本表适用于结构在地表处位移不超过 6 mm 时,对于抗滑桩来说,允许滑面处和桩顶有较大的位移,所以可采用表中的中值。

(6)滑面下有不同土层时比例系数 m 取值。应将深度内各层土换算成同一个 m 值以方便计算。对刚性桩 h_m 即为滑面以下的埋置深度 h ; 对弹性桩 $h_m = 2(d+1)$ 。

当 h_m 深度内存在两层不同土层时:

$$m = \frac{(m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2)}{(h_m^2)} \quad (4)$$

当 h_m 深度内存在三层不同土层时:

$$m = \frac{(m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2 + m_3 (2h_1 + 2h_2 + h_3) h_3)}{(h_m^2)} \quad (5)$$

2 工程概况

即将建成通车的盘兴高速 K35 + 270 ~ K35 + 540 段高填陡斜坡路基位于大山镇司家寨村,中线设计高程 1 779.041 m,地面斜坡约 1:4,左侧填方四级边坡,边坡高度 31.27 m,中心填高 19.31 m。

2.1 地层岩性

(1)第四系全新统人工填土层(Q_4^{ml})、填筑土、素填土,成分主要以粉质粘土、碎石块为主,碎石含量约 40% ~ 50%,碎石成分以砂岩,砂质泥岩为主。

(2)第四系全新统人工坡积层(Q_4^{dl}),分为粉质粘土和粉质粘土夹碎石。

(3)龙潭组(P_{21}):主要由灰色、黄褐色泥岩、页岩、粉细砂岩及煤层岩组成。泥岩、碳质页岩风化强烈,岩体破碎。全风化~强风化层厚度达 14.4 ~ 24 m。中风化泥岩夹粉砂岩及炭质页岩与煤层,呈黑色、灰黑色,岩体较破碎~破碎,岩芯多呈短柱状、少量长柱状,泥岩含砂质,属软岩,炭质页岩与煤层属极软岩。

2.2 水文地质条件

(1)地表水

填方路基区内无长年性地表流水,2016 年 6 月、7 月份是多年来未遇的强降雨,形成较大的地表径流。地表水入渗路基是造成填方路基沉降变形,发生路基滑坡的主要影响因素。

(2)地下水

地下水位 2.3 ~ 11.0 m。该类型地下水水量受大气降雨控制,随季节变化大,对填方路基稳定性影响大,是路基沉降变形和滑坡的主要影响因素。

在填方路基原地表出露一泉眼,泉水流量 0.04 L/S,枯季不枯,但流量变小。

2.3 滑坡发展情况

2015 年 12 月 31 日,部分碎石桩施工后,填方填筑高度约 14 m 处时,填方段及左侧至弃土场下方范围出现滑移开裂、地表民房屋受损、煤矿进场道路隆起开裂隆起。2016 年 5 月 26 日至 2016 年 7 月 20 日期间累计填筑约 16 万 m³,变形加剧。2016 年 6 ~ 7 月,现场强降雨,煤矿进场道路出现“波浪”型隆起,高填路段护脚强出现 2 条横向裂缝沉降缝处墙身明显变形外移。K34 + 420 处涵洞洞身、两端八字墙等部位均出现不同程度沉降、侧移,填方边坡衬砌拱出现裂缝。

3 抗滑桩结构设计实例

3.1 剩余下滑力计算

深部位移监测结果显示,最大滑面深约 17.5 m,取最危险断面,取安全系数 0.95 反算,并结合多位专家意见和地方经验,对已滑动变形区(左侧土路肩至滑坡前缘)取 $C = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 6^\circ$,未滑动区(右侧坡脚至左侧土路肩) $C = 22 \text{ kPa}$, $\varphi = 14^\circ$ 。取三个滑坡断面计算剩余下滑力为 2 409 ~ 2 600 kN。

3.2 抗滑桩结构设计

距离左侧坡脚 5 m 处设置一排(悬臂、埋入式)抗滑桩,桩长 20 ~ 35 m 不等,桩间距 6 m,桩身在滑面以下为总桩长的 1/2,截面尺寸为 3 m × 4 m,护壁厚 0.3 m。中风化埋深 10.2 ~ 28 m 不等,地下水位 2 ~ 11 m,抗滑桩设计采用“m 法”(图 1)。

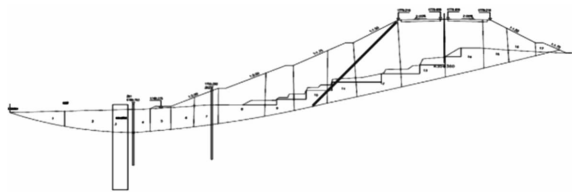


图1 抗滑桩断面计算简图

取桩长 35 m,滑面以下桩身长 17.5 m,剩余下滑推力 2 600 kN/m,不考虑桩前抗力,滑坡推力分布按三角形和矩形分别进行计算,结算结果如图 2 ~ 图 5 所示。

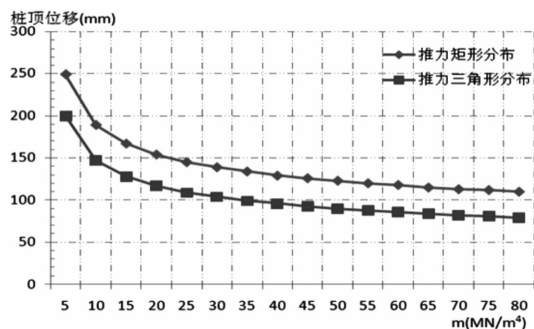


图2 桩顶位移与 m 的关系

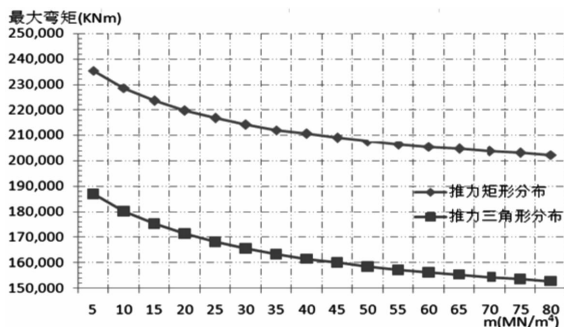


图3 最大弯矩与 m 的关系

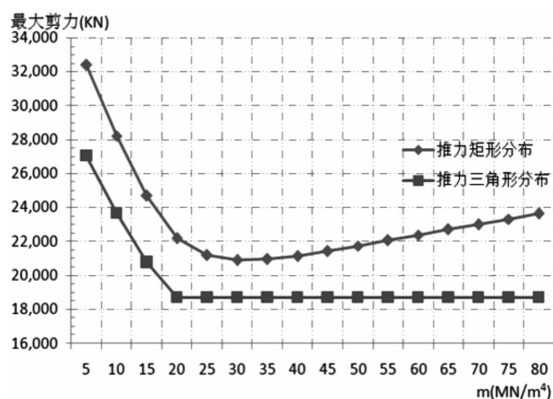


图4 最大剪力与 m 的关系

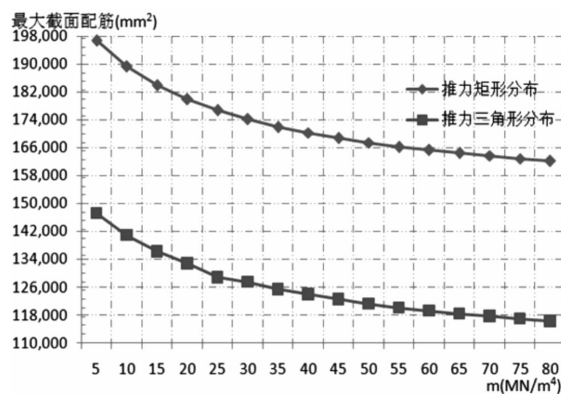


图5 最大配筋与 m 的关系

由图 2 ~ 图 5 可知,桩顶位移、最大弯矩、最大剪力及最大截面配筋均与 m 的取值相关,都随着 m 值的增大而减小。其中 $m = 5 \sim 20 \text{ MN/m}^4$ 时,桩顶位移、最大剪力变化尤为显著,在 $m = 20 \sim 80 \text{ MN/m}^4$ 曲线较为平缓,推力为矩形分布情况下此时剪力缓慢增加,三角形分布则维持不变,此时桩顶位移减小不明显。最大弯矩和最大截面配筋随着 m 值的增大平缓减小,但两种推力分布形式下,相同 m 值弯矩、最大截面相差显著,说明推力分布形式对弯矩、最大截面配筋影响最大。

《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025 - 2006)表 B.0.3 给出在较为破碎的深厚强风化岩土层的 m 建议值 $5 \sim 14 \text{ MN/m}^4$ 偏于保守,《边坡与滑坡工程治理》(第二版)表 9-2 给出相应的 m 建议值 $30 \sim 80 \text{ MN/m}^4$ 较为合理。滑体沿断面高度均匀往下变形,地基系数沿断面高度呈线性变化,推力呈三角形分布^[5]。根据现场深部位移监测资料显示,该处高填路堤滑坡变形呈线性分布,同时参考一些资料,当滑坡体为堆积层、破碎岩层时,下滑力自上而下按三角形分布比较合理。根据计算结果显示,下滑力按三角形分布,对抗滑桩结果设计较为合理。

(下转第 192 页)