

DOI:10.20035/j.issn.1671-2668.2022.03.034

隧道侧方抗滑桩失效原因及加固措施研究

叶安萍

(贵州省交通建设工程质量监督局, 贵州 贵阳 550000)

摘要: 用于边坡加固处治的抗滑桩会因锚固长度不够、尺寸偏小、滑面确定不合理等而失效, 对于隧道进出口端采用抗滑桩加固的边坡, 隧道开挖扰动可能导致坡体变形, 进而使抗滑桩失效。文中针对隧道施工诱发侧方边坡抗滑桩失效的典型工程案例, 设计现场监控方案, 通过分析监测数据, 发现隧道开挖诱发坡体沿岩土交界面产生滑动; 根据 2 次抗滑桩桩身完整性检测结果, 分析 7# 抗滑桩的失效原因; 根据失效原因提出加固措施, 先采用工字钢对 7# 抗滑桩进行加固, 再对坡体增设 4 根抗滑桩。计算结果表明, 7# 抗滑桩加固后抗弯承载力相对于原始设计方案增加 45%, 洞口边坡整体安全系数相对于原设计方案增加 36%; 加固方案实施后, 抗滑桩的位移速率小于 0.2 mm/d, 满足设计要求, 隧道可继续施工。

关键词: 隧道; 边坡; 抗滑桩失效; 加固措施

中图分类号: U457

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2022)03-0144-04

为保证边坡的稳定, 常采用挡土墙、锚杆、锚索、抗滑桩等方法进行加固处治, 其中抗滑桩以其便于施工、扰动小、支撑强度高和效果显著等特点而被广泛应用于大型岩土体边坡处治。针对抗滑桩受力特性及对边坡的处治效果, 文献[1]建立土体平衡方程和微分方程, 计算抗滑桩桩间挡板土压力, 为抗滑桩桩间挡板设计提供依据; 文献[2]采用 FLAC^{3D} 软件建立抗滑桩支护边坡模型, 分析发现抗滑桩在向坡顶方向移动时, 桩身内力和挠度均出现先增大后减小的变化规律, 最大值出现在边坡中下部的同一位置; 文献[3]基于 Mohr-Coulomb 强度准则简化摩阻力分布形式并建立悬臂式抗滑桩桩间距计算公式, 研究发现滑坡土体黏聚力、内摩擦角和桩截面宽度为影响桩间距的主要因素; 文献[4]提出双排桩支护加固高陡边坡方案, 并通过数值模拟和现场监控分析了其加固效果。针对隧道开挖与抗滑桩加固边坡的相互作用, 文献[5]采用有限元强度折减法, 研究了隧道出口处滑动面与抗滑桩间距的关系; 文献[7]通过现场监测和数值模拟, 研究了堆积体边坡随隧道开挖过程的变形响应特征, 揭示了隧道开挖过程中围岩和边坡的失稳模式, 并探讨了预加固工程对隧道滑坡体系的作用。虽然部分文献研究了隧道开挖扰动对抗滑桩加固边坡的影响, 但对抗滑桩处治后边坡受隧道开挖扰动影响而失效的分析较少。该文针对隧道施工诱发侧方边坡抗滑桩失效的典型工

程案例, 分析边坡滑动特性, 结合监测结果探讨抗滑桩失效原因, 研究抗滑桩加固措施和边坡优化设计方案。

1 工程概况

贵州某高速公路隧道进口端靠近房屋, 附近地面为不稳定土体, 其浅部覆盖层为粉质黏土局部夹碎石, 深部为强、中风化泥质页岩, 节理裂隙发育, 岩体较破碎, 力学性能较差。根据边坡稳定性计算结果, 采用抗滑桩对隧道进口端边坡进行加固处治, 确保隧道开挖与运营安全。

采用 2 m×1.75 m 长方形抗滑桩, 桩长 20 m, 方桩中心距 5 m。在明洞开挖完成、暗洞进洞前, 在隧道明暗分界处仰坡面平行布置一排 12 根抗滑桩, 其中开挖面以内的抗滑桩锚固端为 10 m, 悬臂端为 10 m。

抗滑桩施工完成, 经桩身完整性检测合格后, 进行下方隧道左侧洞口施工。隧道施工中, 为扩大开挖工作面, 对边坡进行再次扩挖, 导致超挖情况, 随后坡体上方房屋出现大面积开裂(见图 1)。为评价坡体变形对抗滑桩的影响程度, 再次对隧道上方抗滑桩桩身完整性进行检测, 结果显示 7# 抗滑桩由原来的 II 类桩变为 III 类桩, 其余桩无明显缺陷或异常特征。边坡整体稳定性情况不明, 隧道施工存在较高风险, 于是停止施工。



图 1 上部房屋大范围开裂

虽然前期按照相关规范、规程对边坡进行了加固,且抗滑桩初次检测结果满足使用要求,但由于缺乏隧道施工对加固处治边坡变形规律的相关研究成果,边坡处治设计时无法有效考虑隧道施工等因素对边坡变形的影响及受荷变化。为获得隧道开挖对坡体与抗滑桩变形的影响,对边坡坡体与抗滑桩进行现场监测,通过计算分析提出加固处理措施。

2 现场监测与分析

边坡受到扰动后,其表面和深部都会产生变形,主要表现为坡体地表位移、深部位移、地表裂缝等,严重的会形成滑动面。根据设计、施工、检测各方资料及现场施工情况,主要对边坡抗滑桩桩顶位移、深层位移和桩身裂缝进行监测,并辅以人工巡视。

2.1 抗滑桩桩顶位移监测

在隧道上方 1#~12# 抗滑桩桩顶分别布置位移监测点,采用全站仪和棱镜对桩顶位移进行监测,监测频率为 1 次/d(可根据实际变形情况进行调整)。

2.2 抗滑桩深层位移监测

为明确 7# 抗滑桩桩身破坏是由坡体沿岩土分界面滑动所产生滑推力所引起,还是深部基岩滑动导致的变形破坏,在抗滑桩周围埋设测斜管进行深层位移监控。受现场条件限制,在 7# 抗滑桩左右两侧偏向坡顶方向约 4 m 处各布置 1 根长 20 m 的测斜管,靠近 6# 抗滑桩的测斜管为 CX1,靠近 8# 抗滑桩的测斜管为 CX2(见图 2),采用 CX-3C 型测斜仪对边坡深层水平位移进行监测,监测频率为 1 次/d(可根据实际变形情况进行调整)。

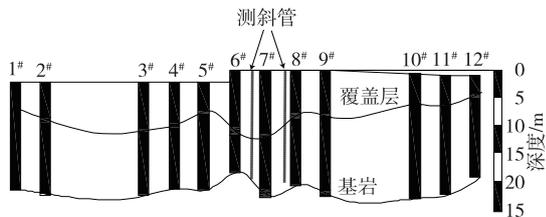


图 2 抗滑桩及测斜管剖面位置示意图

2.3 桩身后缘裂缝监测

由于 6#、7# 抗滑桩桩身后侧土体出现大量裂缝,为获得裂缝后续变形情况,以便分析抗滑桩受力变形情况及坡体变形稳定性,选取 3 条具有代表性的裂缝(按 6#~8# 桩的方向依次将裂缝编号为 1~3),采用钢卷尺对裂缝宽度进行监测,监测频率为 1 次/d(可根据实际变形情况进行调整)。若裂缝宽度突然连续增大或外侧岩土体出现显著垂直位移,则说明边坡变形过大,甚至失稳。

3 抗滑桩变形监测数据分析

3.1 抗滑桩桩顶位移监测数据分析

抗滑桩桩顶位移监测于 5 月 27 日开始进行。为确保工程的整体安全,隧道停止施工,故可忽略隧道施工对坡体稳定造成的持续影响。监控期间抗滑桩背离隧道方向的累计位移不断增大,各桩桩顶水平位移监测结果见图 3。从图 3 可以看出:截至 7 月 28 日,桩顶累计位移最大的 3 根抗滑桩分别为 6#、7#、8# 桩,累计位移分别为 25.1 mm、37.4 mm、19.9 mm,位移速率分别为 0.41 mm/d、0.59 mm/d、0.32 mm/d,且 6#、7# 桩桩顶累计水平位移仍有不断变大的趋势,其余各桩桩顶累计水平位移发展趋势趋于平缓。

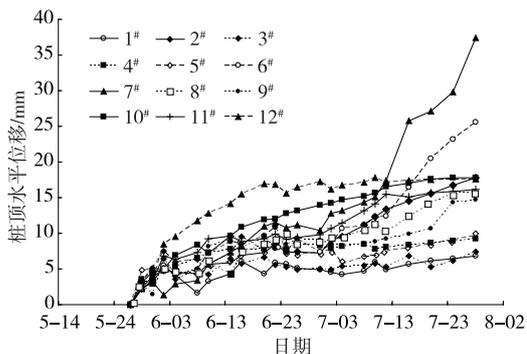


图 3 1#~12# 桩桩顶水平位移

受隧道开挖施工扰动的影 响,尽管施工停止了,但坡体仍持续变形了 2 个月才趋于稳定,且局部位置(6#、7# 桩区域)的变形仍有进一步发展的趋势。

3.2 深层位移监测数据分析

6#、7# 和 8# 抗滑桩之间坡体深层位移监测结果见图 4。由图 4 可知:1) 1#、2# 测试孔的深层位移曲线呈折线状,在深度 10 m 左右位置出现明显转折,位移随深度增加逐渐减小。结合测斜管埋置深度及周围地质情况,深度 10 m 左右位置为覆盖层与岩层交界面。0~10 m 深度处曲线连续性较

好,表明覆盖层与岩体发生整体移动,其主要破坏模式为剪切面出现滑动,主要原因是覆盖层与岩体在外界扰动影响下发生相对位移;10~20 m 深度处曲线基本重合,说明边坡基岩暂未发生较大滑移,基本处于稳定状态。2) 深度 10 m 以上位置,1#、2# 测孔的最大水平位移分别为 29.74 mm、26.02 mm,位移变化速率分别为 0.51 mm/d、0.45 mm/d。监测结果表明覆盖层与基岩层仍存在相对位移,边坡将沿覆盖层与基岩的交界面出现错动或滑动,从而形成潜在滑动面。

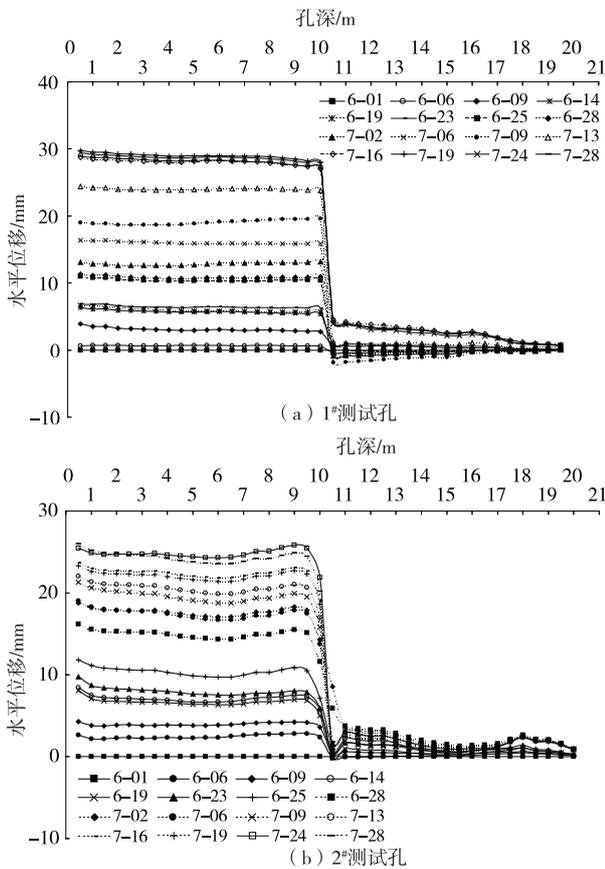


图4 深层水平位移

3.3 桩身后缘裂缝监测数据分析

3 条代表性裂缝宽度的增长量见图 5。由图 5 可知:截至 7 月 28 日,1#、2#、3# 裂缝宽度增长量分别为 22 mm、31 mm、21 mm,增长速率分别为 0.34 mm/d、0.48 mm/d、0.32 mm/d;而且裂缝宽度还在不断发展,说明边坡土体还在发生变形,应持续进行监测。为保证后续边坡稳定及隧道安全施工,需对边坡进行加固处治。

3.4 抗滑桩失效原因分析

根据第三方检测报告,第一次检测时,7# 抗滑

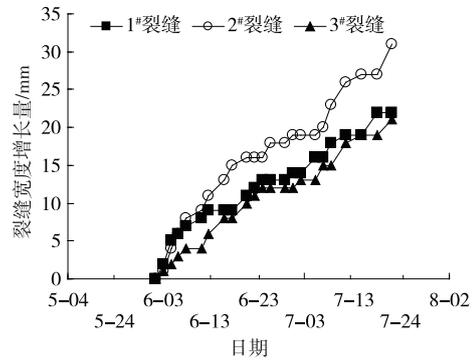


图5 抗滑桩桩身后缘典型裂缝宽度变化量

桩 1-2、1-3 剖面在桩顶以下 11.80~12.40 m 处和 2-4 剖面在桩顶以下 17.30~17.80 m 处声速、波幅低于临界值,综合判定为 II 类桩;第二次检测时,7# 抗滑桩 1-2 剖面在桩顶以下 11.00~12.00 m 处、1-3 剖面在桩顶以下 11.00~12.30 m 和 16.90~17.80 m 处、1-4 剖面在桩顶以下 11.00~13.30 m 处、2-3 剖面在桩顶以下 11.00~13.80 m 和 17.00~18.10 m 处、2-4 剖面在桩顶以下 11.20~13.00 m 和 17.00~17.80 m 处声速、波幅均低于临界值,波形畸变,综合判定为 III 类桩。对比 2 次检测结果,第一次检测时存在缺陷的 1-2、1-3 剖面在第二次检测时出现了进一步扩大的情况,且出现了新的缺陷面。声测孔剖面位置见图 6。

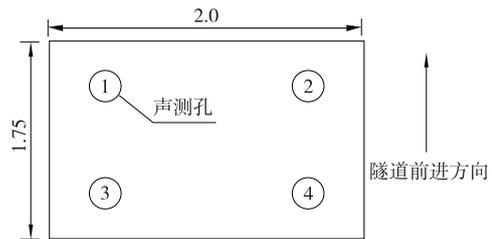


图6 桩身完整性检测声测孔布置(单位:m)

综合分析,坡体滑动的主要原因为:1) 5 月长时间降雨,导致土体强度下降;2) 下部隧道施工时扩大的工作面开挖到坡脚,导致坡体内发生应力重分布,坡体变形逐渐增大。通过理正软件进行模拟分析,得边坡的稳定性下降 30% 左右,同时导致抗滑桩上荷载增加,所有桩体在坡体变形推力作用下均出现相对位移,其中 7# 抗滑桩缺陷部位由于推剪作用而不断变大,受剪面不断变小,导致 7# 抗滑桩变成 III 类桩,进而失效。

4 加固措施及分析

监测结果表明,边坡岩土交界面存在滑动迹象,

为保证坡体稳定及后续隧道安全施工,提出如下坡体补强设计方案:加固7#抗滑桩,同时在偏向坡顶方向增设4根抗滑桩。

4.1 加固7#抗滑桩

7#抗滑桩被评定为Ⅲ类桩,已达不到使用标准,为保证后续抗滑桩施工安全,先对7#桩进行加固处理:1)在7#桩体周围钻 $\phi 110$ mm孔进行注浆。考虑到7#桩的主要缺陷位置在桩顶以下11~13.5 m、16.5~18.5 m处,注浆范围取18.5 m并向延伸5 m(见图7)。注浆材料采用C40水泥浆,采用高压注浆形式,一根桩连续浇筑,避免形成施工缝。2)采用 $\phi 110$ mm钻机在桩体靠近靠山侧钻3列补强孔,每列钻3个补强孔,每列补强孔内插入20#A工字钢,其尺寸见图8,工字钢深入缺陷并延伸至3 m以上。补强孔、注浆孔的具体位置可根据现场实际位置确定。

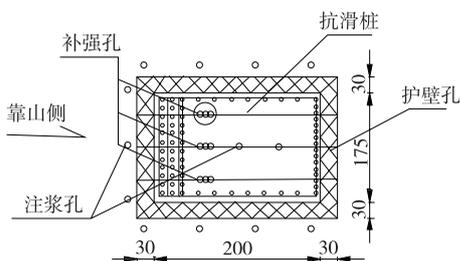


图7 注浆孔与补强孔在桩截面中布置示意图(单位:cm)

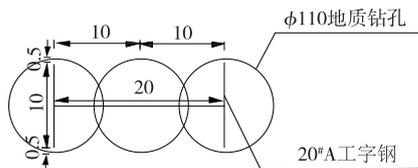


图8 补强孔布置示意图(单位:cm)

为评价补强处治后7#抗滑桩的稳定性,采用理正岩土软件进行计算,结果显示7#抗滑桩所在区域的不稳定土体下滑力为600.12 kN,采用该下滑力作为抗滑桩内力的计算荷载。7#抗滑桩原设计靠山侧受弯钢筋采用2排3束 $\phi 28$ mm钢筋,经计算,采用工字钢补强后,7#抗滑桩抗弯承载力增加6 065.175 kN·m,抗弯承载力相对于原设计方案增加45%。

4.2 增设抗滑桩

根据第一排桩布置及计算分析结果,在距离第一排桩偏向坡顶方向5 m处增设4根抗滑方桩,桩宽1.75 m,桩长2.0 m。考虑到隧道进口端围岩为可塑状粉质黏土局部夹碎石和隧道进口施工造成的

坡体扰动,方桩中心间距取5 m,与第一排桩呈品字形布置。根据计算分析结果,原边坡加固处治设计方案对应的边坡整体安全系数为1.2,采取加固措施(7#桩补强+4根抗滑桩)后,边坡整体安全系数相比于原设计方案提高36%,为工程安全提供了保障;抗滑桩位移速率小于0.2 mm/d,加固效果良好,可继续进行隧道施工。

5 结论

(1) 隧道开挖施工可能导致坡体沿岩土交界面产生滑动变形,但深层岩体稳定性较好。

(2) 导致7#抗滑桩破坏的主要原因是隧道施工存在缺陷,坡体沿岩土体交界面出现滑动,所受滑坡推力增大,在推剪作用下逐渐发生破坏,变成Ⅲ类桩。

(3) 采用工字钢和注浆方式对7#抗滑桩进行加固,加固后抗弯承载力相对于原设计方案增加45%;在偏向坡顶方向增设4根抗滑桩后,洞口边坡整体安全系数相对于原设计方案增加36%,处治方案有效。

参考文献:

- [1] 刘力生,吴曙光.基于土拱效应的悬臂式抗滑桩桩间挡土土压力计算[J].岩土工程学报,2015,37(增刊2):153-157.
- [2] 王聪聪,李江腾,廖峻,等.抗滑桩加固边坡稳定性分析及其优化[J].中南大学学报(自然科学版),2015,46(1):231-237.
- [3] 张玲,陈金海,赵明华.考虑土拱效应的悬臂式抗滑桩最大桩间距确定[J].岩土力学,2019,40(11):4497-4505+4522.
- [4] 程爱平,燕彦君,李健,等.成兰铁路高陡边坡稳定性分析及加固措施[J].武汉大学学报(工学版),2021,54(6):515-523+578.
- [5] 郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23(19):3381-3388.
- [6] 李侑军.邻近堆积体边坡的隧道开挖特性研究[D].长沙:长沙理工大学,2016.
- [7] 李毅,程宝平,何学春,等.涪天河渠道土质边坡失稳分析与对策研究[J].长沙理工大学学报(自然科学版),2022,19(1):53-63.
- [8] 丁桥军,董铁斌.抗滑桩参数变化对土质边坡稳定性的影响研究[J].公路与汽运,2020(1):68-71.