



深“V”型峡谷桥位区岩质边坡稳定性分析

闫明波¹, 莫金峰¹, 金宇轩², 石云冈², 王嘉旭³

(1. 中交建筑集团有限公司,北京 100088;2. 湖南省交通科学研究院有限公司,湖南 长沙 410005;3. 湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:为评估跨峡谷桥梁墩柱所在边坡的稳定性,依托 S253 保靖迁陵至秀沙公路涂乍特大桥梁工程,结合物探、钻探及数值模拟方法,对深 V 峡谷段边坡整体及局部稳定性进行分析研究。研究表明:1)涂乍河两岸岩体整体处于受压状态,塑性区未形成贯通滑移路径,岩体整体处于基本稳定状态;2)涂乍特大桥梁保靖岸的节理裂隙对边坡稳定性影响较小,对上部桥梁结构的影响可忽略不计;3)保靖岸边坡的失稳模式并非简单的圆弧形或直线型滑动,而是受多种因素影响形成的具有一定厚度的滑动带。本文研究成果可为类似深“V”峡谷边坡稳定性评估提供借鉴与参考。

关键词:峡谷边坡;节理发育;边坡稳定分析;有限差分法;高密度电法;数值模拟

中图分类号:TU457

文献标志码:A

文章编号:1673-8993(2025)09-0051-07

doi:10.13402/j.gcejs.2025.09.114

Stability analysis of rock slope in deep “V” canyon bridge area

YAN Mingbo¹, MO Jinfeng¹, JIN Yuxuan², SHI Yungang², WANG Jiayu³

(1. China Communications Construction Group Co., Ltd., Beijing 100088, China;

2. Hunan Provincial Transportation Science Research Institute Co., Ltd., Changsha 410005, Hunan, China;

3. Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China)

Abstract: In order to evaluate the stability of the slope where the piers of the bridge across the canyon are located, based on the S253 Tuzat Bridge project of Baojing Qianling to Ramsha highway, combined with geophysical exploration, drilling and numerical simulation methods, the overall and local stability of the slope in the deep V canyon section is analyzed and studied. The results show that: 1) the rock mass on both sides of the Tuzha river is in a state of compression, the plastic zone does not form a through slip path, and the rock mass as a whole is in a basically stable state; 2) the joint cracks on the Baojing bank of the Tuzate bridge have little impact on the stability of the slope, and the impact on the upper bridge structure is negligible; 3) the instability mode of the slope of the Baojing bank is not a simple arc or linear sliding, but a sliding zone with a certain thickness formed by various factors. The results can provide references for the stability assessment of slopes similar to deep “V” canyons.

Key words: canyon slope; joint development; slope stability analysis; finite difference method; high-density electrical method; numerical simulation

大跨度钢管拱桥作为一种重要的桥梁结构形式,已在国内外多个大型工程项目中得到广泛应

用^[1-3],展现出广阔的市场前景。贾亚光^[4]对郑洛高速后寺河特大桥跨越 V 形峡谷的桥型选择进行了

收稿日期:2023-11-13

基金项目:湖南交通科技攻关项目(202238)

作者简介:闫明波(1989—),男,工程师,从事公路工程的施工及研究工作。

通信作者:金宇轩(1992—),男,工程师,从事高速公路的设计及研究工作。

研究,评估了不同桥型对峡谷段边坡稳定性的影响;赵占群等^[5]以甘孜州得荣县城公路旁某灾害体为例,采用赤平投影分析法和静力平衡法从定性和定量两个方面评价了危岩体的稳定性,并指出峡谷公路边坡病害频发、变形破坏类型多样,在治理工程设计中应采取具体问题具体分析的原则;杨建慧^[6]以贵州山区某桥梁工程为背景,介绍了峡谷区桥梁边坡稳定性的常用分析方法及边坡防护处理措施;郑光等^[7]依托大理-瑞丽铁路澜沧江大桥桥隧工程边坡,通过大量支护处理措施的研究,探讨了桥隧工程边坡稳定性分析及支护方法;许强等^[8]研究了尼泊尔色迪河桥址区岸坡岩体拉裂变形的成因机制,提出了在河岸水流强烈侧蚀作用下,岩体被冲刷掏空后,上部相对坚硬岩体在重力作用下发生“悬臂梁”式拉裂倾倒变形的新模式。然而,随着国家西部大开发战略的推进,基础设施建设正逐步向中西部地区以及山区地质条件复杂的山区延伸,未来类似深V型峡谷中修建大跨度钢管拱桥的工程将日益增多。目前,针对深V型峡谷边坡的稳定性分析,以及峡谷边坡与桥梁结构相互作用的研究相对较少。因此,开展相关研究具有重要意义。基于上述背景,本文以涂乍特大桥所处的深V型峡谷边坡为研究对象,结合物探与钻探勘察成果,采用数值模拟方法对两岸边坡的整体及局部稳定性进行系统分析,以为桥梁选址及后续工程建设提供科学依据与技术支撑。

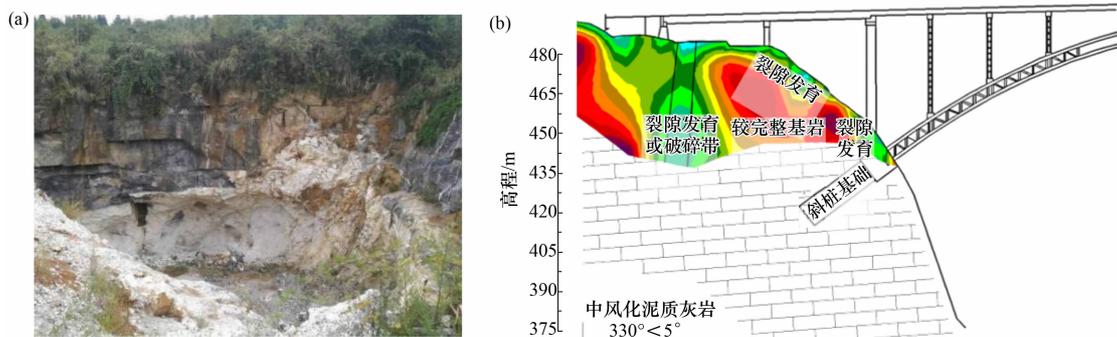
1 工程概况

S253保靖迁陵至夯沙公路是《湖南省省道网规划(修编)》(2016年—2030年)中新增的一条省道,

设计标准为二级公路。涂乍特大桥是该公路建设中的控制性工程之一,其建造进度直接影响公路的通车时间,是一项关系地区经济发展的区域性战略工程。

涂乍特大桥总体呈近东西走向,与河流交角约为 88° ,桥梁汽车荷载等级采用公路I级。该桥的中心桩号为K18+717,跨径布置:2×35 m 预应力混凝土先简支后桥面连续T梁+252 m 上承式钢管混凝土拱桥+2×35 m 预应力混凝土先简支后桥面连续T梁,总长412 m;主桥桥面系为13×20 m 先简支后桥面连续T梁。主拱拱轴线采用悬链线形式,计算跨径为252 m,矢高为45.82 m,矢跨比为1/5.5,拱轴系数为1.167。拱肋采用等高度桁架结构,拱肋宽度为2.7 m,拱肋高度为5.0 m。桥面宽度为12 m,布置形式为0.5 m(防撞护栏)+11 m(行车道)+0.5 m(防撞护栏)。主桥基础采用斜桩;引桥部分,0[#]、5[#]桥台采用重力式U型桥台,1[#]、4[#]桥墩为圆柱式墩,并采用桩基础,2[#]、3[#]桥墩为空心薄壁式墩,直接坐落于主拱基础上,而主拱则采用斜桩基础。设计洪水频率为1/100,对应的设计水位为274.0 m。

特大桥地形地貌:桥位处场地属于溶蚀构造低山中的台地低丘河谷地貌,两岸坡顶高程约为470 m,河底高程为259 m,相对高差约为210 m,地形地貌条件较为复杂。谷肩较平缓;中上部多为悬崖与陡坎,纵坡度范围为 $60^\circ\sim 90^\circ$,下部亦较陡,坡度一般为 $40^\circ\sim 60^\circ$,整体呈较对称的深“V”型峡谷形态,且左岸比右岸更陡。河流两岸植被发育良好,以杂木及荆棘类植物为主。两岸路线段地形起伏不大,主要表现为丘陵台地地貌,地面标高为460~480 m,高差范围为10~30 m。



(a) 桥位现场照片; (b) 桥位工程

图 1 边坡现场及工程图

保靖岸路线处于长斜坡地带, 中线高差较小, 地势相对平缓。涂乍岸地形起伏相对较大, 横切低矮的丘陵山脊, 局部高差约为 30 m。

2.1 物探情况

2.1.1 物探测线布设

根据设计要求, 在涂乍特大桥两岸进行物探工作, 物探工作分为 3 步: 第一步, 在道路中轴线及两侧布设高密度电法剖面, 涂乍特大桥东西两侧各布置 3 条; 第二步, 在道路指定位置垂直布设 8 条高密度电法剖面; 第三步, 在涂乍特大桥西侧(保靖岸)沿设计道路两侧布设两条高密度电法剖面, 共设计剖面 16 条, 总长度为 1 700 m。主要目的是查明拟建场地地下 40m 范围内岩溶裂隙的发育空间位置、走向和深度等, 为后续地质勘查提供物探依据, 物探布置剖面如图 2 所示。其中, WT-P1 ~ WT-P4 为保靖岸的 4 条测线, WT-P10 ~ WT-P13 为涂乍岸的 4 条测线。



图 2 物探测线布置平面

2.1.2 高密度电法

高密度电法在野外工作中采用阵列式排列的电极, 在测线上一次性布设几十根电极, 并在高密度电法测量系统主机的控制下, 实现电极排列方式、极距及测点的自动扫描。其二维地电断面能够直观反映基岩界线、基岩构造以及由岩溶发育引起的断面电性变化情况, 并可显示岩溶电性异常体的基本形态^[9]。本次物探工作采用 DGMD-2 分段集中式高密度测量系统, 该系统以 EDJD-2 直流电法仪作为测控主机, 通过 EDFD-12 微型转换器连接 12 道集中式高密度电缆, 实现分布式二维、三维高

密度电阻率测量。

2.1.3 物探成果及分析

根据区域内同类地层的物性成果, 勘察场地的地质体可划分成 5 个电性层。各地质体的视电阻率参数如表 1 所示。

图 3 为 WT-P3 剖面(保靖岸)高密度电法反演结果, 反演剖面主要反映了 3 个电性异常区域。电阻率值为 0 ~ 300 $\Omega \cdot m$, 表现为低阻异常, 地表为土层出露, 电性层分布均匀, 推测为第四系土层, 平均厚度约为 1 m; 电阻率值大于 600 $\Omega \cdot m$, 表现为高阻异常, 基岩面呈起伏状, 埋藏深度约为 1 m, 推测为较完整的基岩, 顶部局部发育裂隙; 电阻率值约为 3 000 $\Omega \cdot m$, 表现为相对高阻异常, 位于剖面 110 ~ 120 m 处, 趋势明显, 呈条带状向下延伸。该区域为高电阻率下部的相对低阻反映, 推测为基岩节理裂隙发育, 深度大于 40 m。

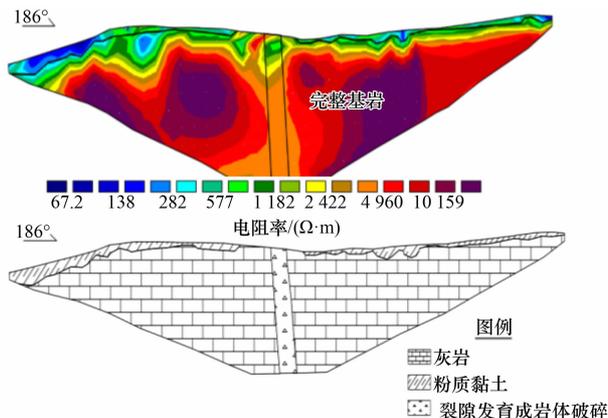


图 3 WT-P3 剖面高密度电法反演结果及推测岩性

图 4 为 WT-P10 剖面(涂乍岸)高密度电法反演结果, 反演剖面主要反映了两个电性异常区域。电阻率值为 0 ~ 300 $\Omega \cdot m$, 表现为低阻异常, 地表为土层出露, 电性层分布均匀, 推测为第四系土层, 厚度约为 4 m; 电阻率值大于 600 $\Omega \cdot m$, 表现为高阻异常, 基岩面呈起伏状, 埋藏深度约为 4 m, 推测为较完整基岩。

本次测量的所有物探剖面成果显示, 基岩界面界限清晰, 岩溶构造发育区的趋势明显。深部岩溶发育区主要集中在涂乍特大桥西侧(保靖岸)。

表 1 场区各地质体视电阻率参数

						$\Omega \cdot m$
第四系黏土层	较破碎基岩	岩溶发育区	完整基岩	充水、充泥溶洞	未充填溶洞	
0 ~ 300	300 ~ 600	300 ~ 1 000	> 600	< 100	+ ∞	

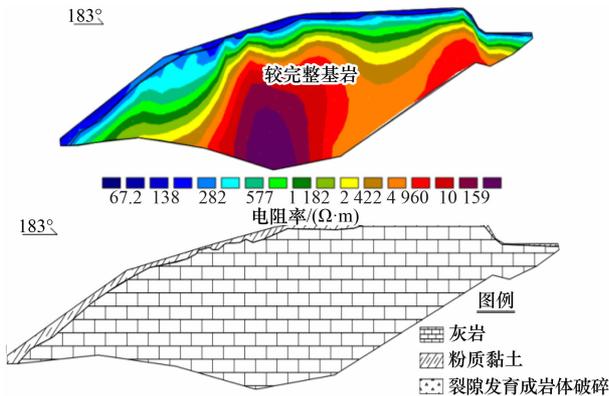


图 4 WT-P10 剖面高密度电法反演结果及推测岩性

WT-P7 ~ WT-P9 剖面在约 120 m 处的低电阻率异常形态相对一致, 呈陡立状向下延伸, 未见底部分。推测这 3 条剖面所形成的陡立低阻异常构成了一条裂隙发育带, 该发育带呈西南至北东走向。WT-P1 ~ WT-P3 剖面的视电阻率相对低阻异常与 WT-P7 ~ WT-P9 剖面交汇, 交汇后推测构造向北西方向延伸。本次测量还发现 6 条高密度电法剖面存在浅部基岩裂隙发育区, 分别为 WT-P4、WT-P5、WT-P12 ~ WT-P14、WT-P16, 其视电阻率异常主要表现为浅部 5 ~ 20 m 范围内低阻与相对高阻相间的异常现象, 电性层分布不均匀。根据物探成果异常的揭示及推测, 涂乍特大桥保靖岸拟建桥梁起点位置(里程桩号为 K18 + 511)附近存在岩溶构造。

2.2 桥位区地质勘察成果评价

拟建桥位场地地形起伏较大, 地貌复杂。场地内地层分布稳定。场区附近区域断裂构造发育, 最近的一条断层 F3 离保靖岸桥位约为 100 m, 该断裂为非全新活动断裂, 距离桥位区较远, 对场地地基稳定性影响较小。

场地内不良地质作用发育, 主要有岩溶和潜在崩塌, 未见泥石流、采空区、地面塌陷等其他不良地质现象。据钻孔揭露资料, 场地范围内岩溶发育程度中等。岩溶形态主要表现为溶蚀裂隙、溶洞和落水洞, 多沿节理裂隙及岩层层面发育。涂乍特大桥在涂乍岸拱座下方陡崖处存在溶洞钙华堆积物附着物, 钻探时部分孔回水从岩壁孔中流出, 表明岩体中存在连通性岩溶空腔, 但总体规模不大, 对岸坡稳定性有一定影响。路基段通过落水洞、溶蚀沟槽发育地段时, 可采用碎石回填、跨越或注浆充填

等处理措施以消除其不利影响, 施工费用相对低, 经济上较为合理。据区域经验, 地表水及地下水的缓慢渗透对岩溶的发展趋势影响较弱, 在建筑物使用期限内能够满足场地稳定性要求。

场地内的特殊性岩土主要为软土, 厚度为 1.0 ~ 1.5 m, 主要为软塑黏性土, 厚度随季节变化较大, 可采取换填处理措施。涂乍特大桥保靖岸桥台地段分布有红黏土, 最大厚度约为 3 m, 若桥台采用扩大基础, 则不宜将其作为基础持力层, 建议予以清除, 并以其下基岩作为桥台基础持力层。场区地震设防烈度为 6 度, 场地类别为 II 类。桥位为抗震不利地段, 应采取有效措施处理拟建桥位附近的液化土。

3 深“V”型峡谷边坡稳定性分析

考虑到涂乍特大桥桥位两岸岸坡的工程地质条件复杂, 拟对两岸深 V 峡谷地形边坡的整体稳定性进行评价分析。同时, 鉴于保靖岸裂隙极为发育的情况, 引入遍布节理模型对保靖岸边坡进行局部边坡稳定性分析^[10]。

3.1 深“V”型峡谷边坡整体稳定性评价

3.1.1 模型构建

在数值模拟计算过程中, 建立涂乍河特大桥区域的地质三维模拟模型, 如图 5 所示。该模型中, X 方向为路线走向, 总长度为 471 m (两岸桥墩位置分别往后延伸 100 m), Y 方向为垂直路线走向, 总宽度为 14 m, Z 方向为垂直方向, 模型最高高度为 250 m。为模拟两岸裂隙对岸坡稳定性的影响, 在经过适当简化处理后, 于保靖岸桥墩处建立经调查确认的、平行河流流向的一条裂隙; 在涂乍岸桥墩处建立经调查确认的一组交叉裂隙。

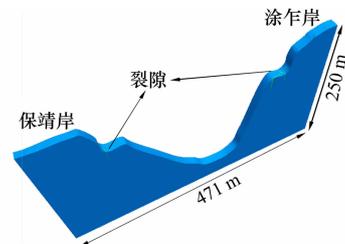


图 5 计算模型

3.1.2 稳定性评价

图 6 为最大主应力云图。由图 6 可知: 两岸岩体区域的最大主应力分布主要受自然重力作用的控制, 模型中的最大主应力分布大体上与岸坡

表面呈近平行状态, 应力场的分布情况基本符合大多数边坡应力场的分布特征, 即从边坡表面向内部逐渐增大。其中, 由于桥墩位置施加了荷载且受到裂隙的影响, 该区域的应力分布发生了部分变化和偏转, 主要变化部位集中在裂隙周围。在该模型中, 最大主应力值均为负值, 根据“负为压, 正为拉”的原则, 可以判断整个深 V 峡谷处于受压状态。

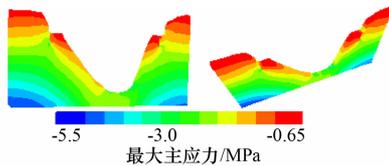
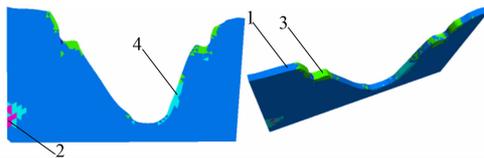


图 6 最大主应力云图

图 7 为塑性区分布图。由图 7 可知: 在涂乍河两岸岩体中, 模型表面及内部未出现大范围成片的剪切塑性区域或拉张性质的塑性区, 仅在局部区域零星分布着少量塑性区, 表明整体处于稳定状态。



1—弹性; 2—塑性; 3—塑性; 4—塑性。

图 7 塑性区分布

图 8 为剪应变增量云图。由图 8 可知: 在涂乍河两岸岩体中, 模型表面及内部未出现大范围成块的最大剪应变增量贯通区域, 且数值较小, 对岸坡的稳定性影响不大。

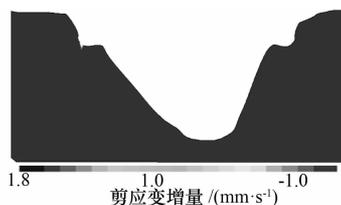


图 8 塑性区分布

3.2 深“V”型峡谷边坡局部稳定性评价

采用常规的岩石本构模型进行稳定性分析,

难以准确评估发育节理裂隙对深“V”峡谷边坡稳定性的影响。基于此, 本文将采用遍布节理模型对保靖岸边坡的局部稳定性进行分析。

3.2.1 遍布节理模型

遍布节理模型是摩尔-库仑模型的一种扩展, 即在摩尔-库仑体中引入节理面, 这些节理面同样遵循摩尔-库仑屈服准则。该模型同时考虑了岩体和节理的物理力学特性, 破坏可能首先发生在岩体内部、沿节理面, 或两者同时发生破坏, 具体取决于岩体的应力状态、节理的产状以及岩体与节理的力学性质等因素。

根据地质勘查成果建立层状板岩边坡的数值模型, 坡体采用 Ubiquitous-Joint 本构模型。该本构模型在 Mohr-Coulomb 模型的基础上, 额外引入了弱面的抗剪强度及抗拉强度参数, 能够同时模拟岩石本体和岩石层理的破坏行为。因此, 边坡模型可能会出现岩石本体破坏、层理弱面破坏, 或两者同时破坏的情况, 主要取决于坡体内单元的应力状态、层理面的倾角以及岩石和层理的力学强度关系。模型中层理面的倾角变化范围为 $0^\circ \sim 90^\circ$ 。

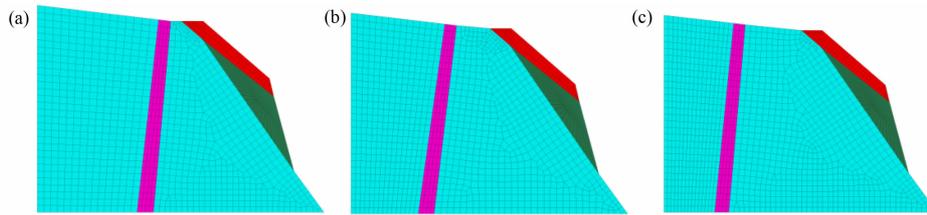
试验模型整体采用遍布节理模型, 其黏聚力和抗拉强度等参数参考低强度岩体的相关取值, 具体参数如表 2 所示。

3.2.2 模型构建

由于实际工程中的边坡模型较为复杂, 若在初期直接采用三维模型进行岩体参数测试, 将消耗较长时间且效率较低, 因此首先构建一个简易的二维模型。在模型建立并完成网格划分后, 通过命令对岩体进行分组并赋予相应参数。其中, 深黑色部分为低强度岩体, 灰色部分为中强度岩体, 浅灰部分为高强度岩体, 深灰色部分则为断层部分。考虑到断层位置存在不确定性, 现进一步分析不同位置断层对边坡稳定性的影响。分别在距离坡岸 10、26、32 m 的位置建立断层, 具体布置如图 9 所示。

表 2 数值模型参数

参数	摩擦角/ $(^\circ)$	黏聚力/kPa	抗拉强度/kPa	弹性模量/GPa	泊松比
高强度岩石	45	680	100	20	0.28
中强度岩石	38	520	60	10	0.30
低强度岩石	34	280	40	5	0.35
层理断层	35	340	50	—	—



离岸边距离/m: (a) 10; (b) 26; (c) 32

图 9 数值模型

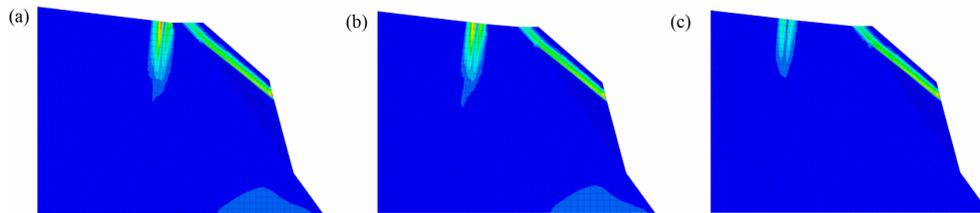
3.2.3 稳定性评价

大量研究表明, 岩土体的失稳通常是由剪应变增量过大引起(例如岩土体的滑动失稳), 且破坏面往往沿着剪应变增量最大的部位发生。数值模拟软件 FLAC^{3D}能够高效地分析岩土体的大变形问题, 并通过最大剪应变增量识别坡体内的薄弱区域, 即最容易发生变形失稳或应力场显著变化的位置。

图 10 为 0、26、32 m 处设置断层时的最大剪应变增量分布情况。由图 10 可知: 边坡的破坏面与所预期一致, 主要集中在低强度岩体和断层附近。通过对比不同断层位置的分布情况可以明显看出, 随着断层距离坡岸逐渐增大, 断层处的最大剪应变增量显著减小。

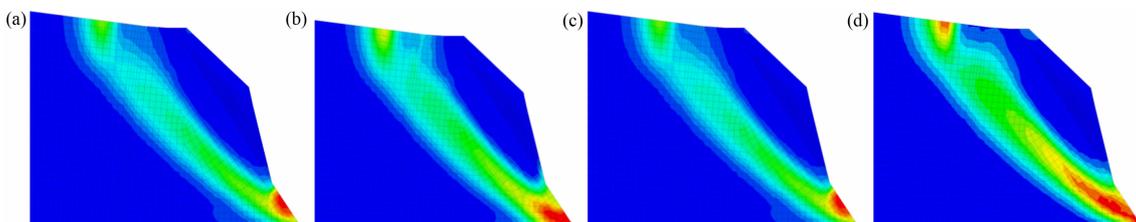
(1) 层理弱面对边坡稳定性的影响。图 11 为仅考虑岩石强度与同时考虑岩石与层理面强度的边坡稳定性分析结果, 包括边坡安全系数与剪切应变速率分布云图。其中, 剪切应变速率集中分布且贯通坡脚及坡顶的条带可视为边坡失稳时的滑动面。图 11(a)为均值坡体的剪切应变速率分布, 图 11

(b)为倾角为 70°时的剪切应变速率分布, 图 11(c)为倾角为 40°时的分布, 图 11(d)为倾角为 10°时的分布。图 11(a)中的安全系数为 2.45, 滑动面为典型的通过坡脚的圆弧形滑动面。当考虑层理强度影响时, 滑动面形态明显受到层理的影响, 且其影响方式随层理倾角的变化而不同。当层理倾角较缓时[如 11(d)], 滑动面上部形态与均质边坡滑动面一致, 表明缓倾层理边坡上部的稳定性仍由岩石强度控制。而滑动面下部则受层理影响, 与其倾向一致。这是由于坡脚处应力集中, 层理弱面更易发生剪切破坏, 从而产生顺层滑动。随着层理倾角变陡[如 11(b)], 沿层理倾向的下滑力增加, 此时更容易产生层理顺层滑移, 滑动面形态基本与层理倾向一致, 边坡稳定性主要由层理强度决定。也就是说, 随着倾角的增大, 当达到一定角度时, 滑动面形态与层理倾向趋于一致, 更容易发生层理顺层滑移, 相应的安全系数也会降低。然而, 当倾角继续增大时, 滑动面形态可能不再与层理倾向一致, 安全系数又会有所回升。就边坡安全系数而言, 由于



离岸边距离/m: (a) 10; (b) 26; (c) 32

图 10 最大剪应变增量分布

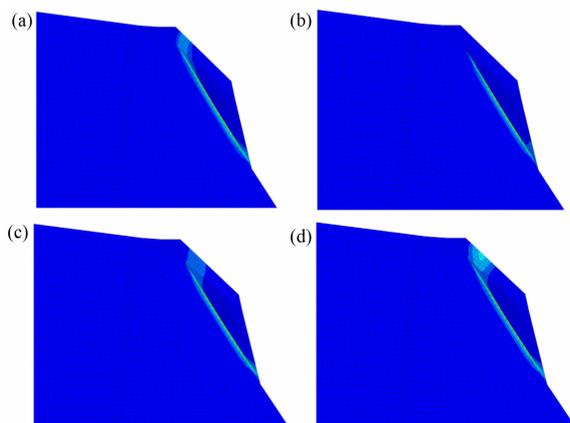


层理倾角/ (°): (a) 0; (b) 20; (c) 50; (d) 70

图 11 抗剪强度参数和不同层面倾角的边坡数值计算结果

层理的强度参数通常低于岩石本体,考虑层理影响的数值模型所得到的安全系数显然低于均质模型。但由于天然状态下层理的强度参数并不特别低,在不同层理倾角条件下,尽管边坡模型的安全系数存在一定变化,但整体差异并不显著。

(2) 上部岩层层理模型建立。对于中、低强度岩体,赋予遍布节理模型;对下部岩层及裂隙则采用 Hoek-Brown 模型进行模拟,结果如图 12 所示。由图 12 可知:在不同层理倾角条件下,所得结果与层理弱面对边坡稳定性的影响规律类似。当层理倾角较缓时,滑动面上部的形态与均质边坡的滑动面一致,说明此时边坡上部的稳定性仍由岩石自身强度控制;然而,滑动面下部的形态明显受到层理的影响,并与层理倾向一致。这是由于坡脚部位应力集中,层理弱面更易发生剪切破坏,从而引发顺层滑动。随着层理倾角变陡,沿层理倾向的下滑力增加,边坡更容易沿层理发生顺层滑移,因此滑动面形态基本与层理倾向一致,此时边坡的稳定性主要受控于层理强度。当层理倾角较陡时,滑动面形态又逐渐趋于均质坡体的滑动面形态。此时,陡倾层理上下方向的滑力较低,边坡不易沿层理倾向发生滑移失稳。



层理倾角/ $^{\circ}$: (a) 0; (b) 20; (c) 50; (d) 70

图 12 不同层面倾角的边坡数值计算结果

4 结论

(1) 通过深“V”峡谷边坡整体稳定性计算分析可知,涂乍河两岸岩体整体处于受压状态,应力值在正常范围内,塑性区及最大剪应变增量的分布并未形成贯通性滑动通道,表明两岸岩体

基本处于稳定状态。

(2) 局部边坡稳定性计算结果表明,涂乍特大桥保靖岸的节理裂隙对边坡整体稳定性影响较小,对上部桥梁结构的影响可忽略不计。

(3) 涂乍特大桥保靖岸边坡的失稳模式及滑动面并非简单的圆弧形或直线型,而是受到多种环境因素的综合影响,更接近实际工程中天然岩体边坡的状态。考虑强度参数随机分布的边坡模型可能会产生多条次生滑动面,并形成一定厚度的滑动带。参数的随机分布可能导致边坡模型中出现强度较低的“软弱”区域,从而降低边坡的安全系数。尽管如此,边坡整体仍处于稳定状态,上部桥梁结构不存在失稳风险。

参考文献:

- [1] 曹栋,罗浩,徐楚懿,等. 简化汽车荷载作用下公路上承式钢管梁拱桥动力特性和响应研究[J]. 湖南交通科技,2023,49(1):86-90;138.
- [2] 胡涛. 上承式大跨径钢管混凝土拱桥的承载能力评定[J]. 湖南交通科技,2022,48(2):127-131.
- [3] 郭立成,杨文甫. 中承式钢管混凝土拱桥吊杆更换关键技术[J]. 湖南交通科技,2021,47(3):82-86.
- [4] 贾亚光. 山区 V 形峡谷大跨度独塔斜拉桥总体设计[J]. 交通科技与管理,2023(12):99-101.
- [5] 赵占群,杨强国,谷明成,等. 四川得荣峡谷公路边坡稳定性评价与防治措施建议[J]. 中国地质灾害与防治学报,2016,27(2):55-60.
- [6] 杨建慧. 峡谷区桥梁基础边坡稳定性分析[J]. 北方交通,2015(2):48-50.
- [7] 郑光,许强,杜宇本. 高陡岩质桥隧工程边坡稳定性评价及工程支护措施[J]. 成都理工大学学报(自然科学版),2011,38(4):430-437.
- [8] 许强,王士天,李渝生,等. 河谷岸坡变形破坏的一种特殊模式:论尼泊尔色迪河桥址区岸坡岩体拉裂变形的成因机制[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(2):344-350.
- [9] 邹俊华,朱自强,鲁光银,等. 高密度电法及深部位移监测在滑坡勘察中的综合运用[J]. 湖南交通科技,2014,40(3):18-21.
- [10] 黄娟,周世杰,贾朝军,等. 遍布节理模型在层状岩体模拟中的适用性研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2023,50(9):131-141.