

蒙河铁路河口北车站路堑超高边坡设计

孟 伟 李国栋 薛 元

(中铁二院 土建一院)

摘 要 西南山区铁路大型站场设置受地形等因素控制,不可避免地会遇到边坡高度超常规情况。蒙河铁路河口北车站路堑边坡高近 90 m,覆盖层为土层及全风化层,厚度超过 50 m,地质条件较差,岩土力学强度低。(针对该路堑高边坡,设计比选了多层桩间土钉墙、桩板墙支撑结构结合缓边坡锚杆(索)框架梁分层布置的坡面防护形式,并通过边坡中部设置分级宽平台有效减少路堑底部土压力等综合处理措施确保该超高土质路堑边坡长期稳定,为以后同类工点提供了一定的工程经验。

关键词 路堑超高边坡 稳定性分析 桩间土钉墙 桩板墙

1 工点概况

河口北车站位于云南省红河州河口瑶族自治县,为泛亚铁路国际换装站,规模较大。车站设到发线 5 条(含正线)、预留 2 条,调车线 4 条、预留 2 条,站房对侧设 88×10^4 t 综合性货场,设货物线 3 条,设 100×10^4 t 准米轨换装场,设整列到发换装线 1 条、站台换装线 1 条、米轨到发兼存车线 3 条。同时车站通过米轨铁路与越南铁路网相连,形成云南省出境的国际铁路通道。

工点范围处于低山丘陵地带,丘间为槽谷地貌,地势较狭窄,地面高程为 110 ~ 200 m,相对高差约 90 m,地形波浪起伏、

相对左高右低。地表植被较发育,种植有香蕉、橡胶树等经济作物。路堑高边坡地形如图 1 所示。

本工点起讫里程为 DK141+442 ~ DK141+696,线路长 254 m。该段以挖方形式通过,路堑中心最大开挖高度为 17.8 m,左侧设计最大挖方高度约为 88.9 m。

2 工程地质条件

地质勘察资料揭示,工点范围上覆第四系全新统坡残积层(Q_4^{del})粉质黏土,下伏基岩为元古界瑶山群(P^{lys})片麻岩夹混合岩、片岩、大理岩。其中粉质黏土与片麻岩夹混合岩、片岩、大理岩全风化层厚度最大达 50 m,其下为 5 ~ 20 m 强风化带。测区表层覆土和风化层较厚,未见明显构造形迹。但在区域上,该片区地处红河深大断裂以北区,“康滇缅歹字形”构造体系中段东支与“昆明山字形”构造前弧弧顶前缘的衔接带上,属于两大构造体系相互交接地区,地质构造极其复杂。受区域构造影响,段内岩体节理裂隙发育,岩体较破碎,风化层厚度大。段内发育河口北断层,断层走向为 $N88^\circ E$,倾向、倾角、断层破碎带不清,线路与断层交角为 50° ,断层两盘均为瑶山群地层,NW 盘产状为 $N35^\circ W/26^\circ NE$,SE 盘产状为 $N53^\circ E/48^\circ NW$ 。图 2 为施工现场开挖揭示地层情况。



图 1 路堑超高边坡工点地形



图 2 工点开挖揭示地层情况

3 设计需解决的几个问题

(1) 工点为土质及全风化层路堑超高边坡, 最大边坡高达 88.9 m, 岩土力学强度低, 如处理不到位, 极易出现边坡变形、开裂、溜坍。

(2) 工点处于河口北车站中部, 河口北车站为国际换装站, 景观要求高。

4 设计方案稳定性分析

初步确定方案为: 于边坡坡脚设置一排路堑桩间土钉墙, 土钉墙高 6 m, 墙顶以上分级刷坡, 坡率为 1:1.5, 最高设 8 级, 单级边坡高 10 m, 每级边坡之间设计 3 m 宽平台, 自下而上第三、第四级边坡之间设 20 m 宽大平台。宽边坡平台处增设一排桩板墙, 挂板高度为 4 m。

由计算可知, 在开挖后未施作支挡的情况下, 边坡稳定系数为 0.89, 边坡处于不稳定~欠稳定状态; 在设计安全系数为 1.15 的情况下, 边坡水平推力为 116~1134 kN, 潜在滑面如图 3 所示。

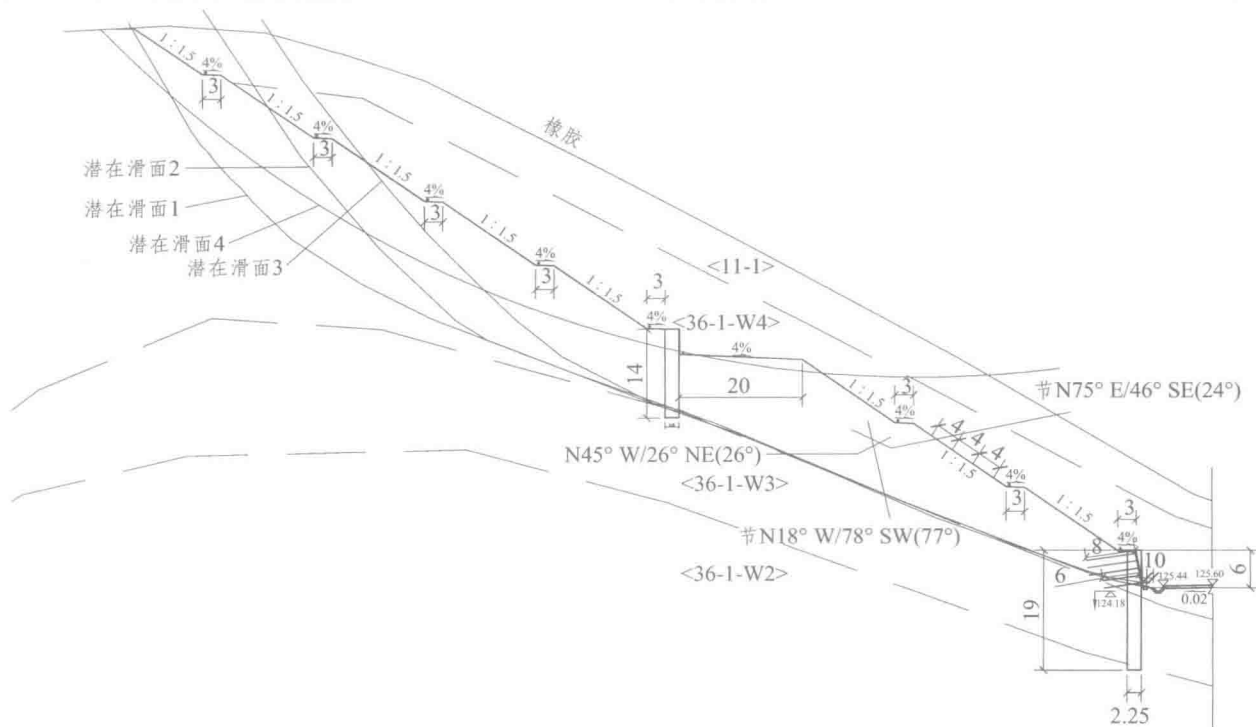


图 3 边坡滑面示意图

计算结果显示, 设计下滑力较大, 且中间大平台存在滑面剪出风险, 需要在边坡中部设置一排抗滑桩共同分担下滑力, 同时防止越顶破坏。设计方案稳定性分析结果见表 1。

表 1 设计方案稳定性分析结果一览表

滑面	安全系数 k	设计下滑力 F ($k=1.15$, $a_g=0.1g$)
1	0.89	1 134
2	1.08	116
3	1.3	0
4	1.04	723

5 工程加固防护措施

5.1 工程整体加固措施

于边坡坡脚设置一排路堑桩间土钉墙, 土钉墙高 6 m, 墙顶以上分级刷坡, 最大设 8 级, 单级边坡高 10 m, 每级边坡之间设计 3 m 宽平台, 自下而上第三、第四级边坡之间设 20 m 宽大平台。宽边坡平台处增设一排桩板墙, 挂板高度为 4 m。

其中锚杆框架梁节点间距 2.5 m, 矩形布置, 锚杆长 12 m。框架内采用灌草护坡。

人字形骨架护坡主骨架净距 6 m, 支骨架净距 3 m, 采用 M7.5 浆砌片石砌筑, 埋深为 0.6 m, 骨架内采用喷播植草间植灌木防护。

5.2 细部加强工程处理措施

针对此种情况,采用在边坡内及
 堑顶外增设十字锚钉加强处理。具体
 处理方式为:在路堑第八级边坡原设
 计为人字形截水骨架灌草护坡地段按
 照主骨架间距、排距 3 m 施作十字锚

图 5 人字形截水骨架内增设十字锚钉设计图

5.3 施工顺序及注意事项

5.3.1 施工顺序

施作地表截排水沟、天沟→自上而下分级开挖第八级~第四级边坡并及时施作坡面锚(索)杆框架梁护坡→开挖至中部桩板墙桩顶高程时施工锚固桩→施作桩顶平台护顶→按1~2m一层分层开挖桩前土体→挂板→自上而下分级开挖第三级~第一级边坡并及时施作坡面锚(索)杆框架梁护坡→开挖至底部桩板墙桩顶高程时施工锚固桩→施作桩顶平台护顶→按2~3m一层分层开挖桩前土体并及时施作土钉墙。

5.3.2 施工注意事项

(1) 工点施工前必须先做好临时截排水设施,确保堑顶天沟的防渗、畅通,避免天沟悬于地表以上,以免因表水下渗引起路堑坍塌。并及时施作平台截水沟,做好与天沟、侧沟、排水沟的衔接,形成完善、畅通的排水系统。

(2) 每一级边坡加固防护工程施工完成后,方可进行下一级边坡开挖与施作。

(3) 工点施工期均应指派专人进行地表变形监测,发现异常立即通知有关单位进行处理。以上监测应自开工持续至竣工为止,观测资料应纳入竣工资料。

6 工程整治效果

工程于2009年开始施工,于2014年完工,至今约2年,无任何病害发生,整治效果良好,如图6、图7所示。

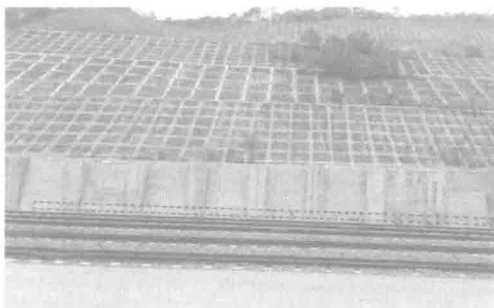


图6 河口北站边坡工程施工完毕近景



图7 边坡工程施工完毕的远景效果

7 总结

(1) 对于边坡较高的土质及全风化路堑超高边坡,其下滑力较大,应根据浅层或深层滑动检算结果,于边坡中部设置宽平台,边坡中部及路堑坡脚设置多排预加固桩共同分担下滑力,同时防止越顶破坏。

(2) 坡面宜采用锚杆框架梁与锚索框架梁分层防护的形式,以充分利用锚杆的抗剪与锚索的抗拔优势。

(3) 山区铁路高路堑边坡天沟设计时,应充分考虑当地经济作物灌溉特点可能给铁路边坡造成的冲刷影响,可采用加大天沟尺寸或加强边坡防护措施的形式以避免或减少灌溉对铁路所造成的影响。

云桂铁路白腊寨车站路堑超高边坡设计

封志军 冯俊德 薛元 孙希望

(中铁二院 土建一院)

摘要 西南山区铁路路基工程由于受高速铁路线形、站场位置等因素控制,不可避免地会遇到边坡高度超常规情况。云桂铁路白腊寨车站顺层边坡近百米,地质条件较差,岩体破碎。针对该路堑超高边坡,本文研究了支撑加固与分级刷坡并预留大平台的高边坡路基方案及四线明洞方案,从结构受力、工程量、运营安全等方面分析了两个方案的优缺点,最终确定采用四线明洞方案,为以后类似工程提供了一定的借鉴意义。

关键词 路堑高边坡 方案比选 稳定性分析 锚索 锚固桩 明洞

1 工点概况

白腊寨车站位于云南省文山州广南县南屏镇白腊寨村,车站起讫里程为 DK393+300~DK395+100,为一越行站。工点范围属低中山剥蚀与溶蚀地貌,地形起伏大,相对高差约 205 m;地形坡度为 $30^{\circ}\sim 80^{\circ}$,自然横坡为 $30^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 。山峰沟谷发育,沿线路方向地形波状起伏,冲沟基本沿垂直线路朝北方向发育。沟谷陡坡地带零星基岩裸露地表。本工点起讫里程为 DK394+131~DK394+391,线路长度为 260 m。南宁端为白腊寨 1# 四线大桥 (DK393+718.71~DK394+131.19),昆明端为白腊寨 2# 四线大桥 (DK394+391.01~DK394+656.29)。路基中心最大挖方高度约为 33.3 m,左侧路堑边坡最大高度约为 105 m。路堑高边坡地形如图 1 所示。



图 1 路堑高边坡工点地形

2 工程地质条件

地质勘查资料揭示,工点范围地表上覆第四系全新统滑坡堆积层 (Q_4^{del}) 碎石土与坡残积层 (Q_4^{del}) 粉质黏土。下伏基岩为三叠系下统罗楼组 (T_1) 粉砂岩夹页岩、泥岩,二叠系下统 (P_1) 灰岩,断层角砾 (F_{br})。其中粉质黏土与砂岩夹泥岩、页岩全风化层厚达 28 m,其下为 5~20 m 的强风化带。工点区域存在区域性大断裂董堡—那桑圩断层对工点影响较大,伴随董堡—那桑圩断层发育的挤压破碎带在本工点与线路相交,如图 2 所示。受构造影响,工点范围岩体节理裂隙极发育,岩体极破碎,原岩结构及构造基本破坏,如图 3 所示。线路左侧挤压破碎带以外岩层产状主要为 $N35^{\circ}\sim 85^{\circ}W/60^{\circ}\sim 71^{\circ}NE$,岩层走向与线路交角为 $12^{\circ}\sim 37^{\circ}$,横断面视倾角为 $60^{\circ}\sim 66^{\circ}$,倾向线路右侧,左侧边坡存在顺层问题;同时发育三组倾向坡外的贯通性较好的节理,产状主要为 $N5^{\circ}W/55^{\circ}NE$ 、 $N40^{\circ}W/42^{\circ}NE$ 、 $N64^{\circ}W/72^{\circ}NE$,横断面视倾角为 $36^{\circ}\sim 71^{\circ}$,倾向线路右侧,左侧边坡存在节理顺层。顺层地段层间综合 $\varphi=12^{\circ}$ 。边坡开挖后,易发生垮塌。

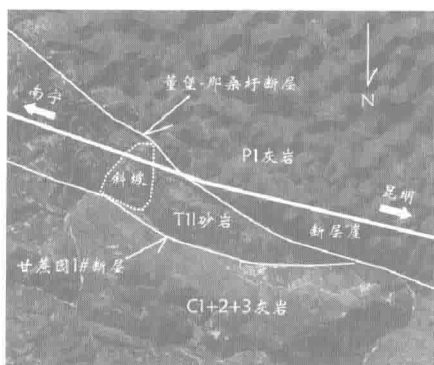


图 2 斜坡所处构造带位置卫星图



图 3 DK394+15 左 90 m 处挤压破碎带

3 设计方案比选

3.1 路基方案

该方案为自坡脚至堑顶均采用刷坡方式,刷坡坡率均为 1:1.25,每级边坡高度均为 10 m,两级边坡之间设置宽平台,其中第 3 级、第 6 级边坡顶平台宽度为 15 m,其余平台宽度均为 3 m,代表性断面见图 4。

经检算, N40°W/42°NE 组节理对边坡支挡防护工程影响较小,土石分界面处(即第 8 级边坡中部),当安全系数 $K=1.250$ 时, $T=154$ kN/m,可通过锚索框架梁或者锚固桩承担下滑力。该方案最大边坡高度为 103.1 m。

依据以上计算结论,并结合该工点的地形、地质条件,综合考虑该工点的整体支挡防护措施。加固防护方案如下:

路堑边坡自坡脚至堑顶均采用刷坡方案,各级边坡最大高度均为 10 m,坡率均为 1:1.25,共 10 级。每级边坡之间设 3 m 宽平台,自下而上第 3、4 级边坡之间,第 6、7 级边坡之间设 15 m 宽大平台。

自下而上第 2、5、8 级边坡采用框架锚索进行加固防护,锚索单孔 4 束,长 25 m,间距 4 m。其余边坡为框架锚杆防护。

自下而上第 2、5、8 级边坡坡脚及路堑顶分别设置预加固桩,共 4 排,锚固桩尺寸为 2.25 m×1.5 m×20 m,间距 6 m,共 97 根。

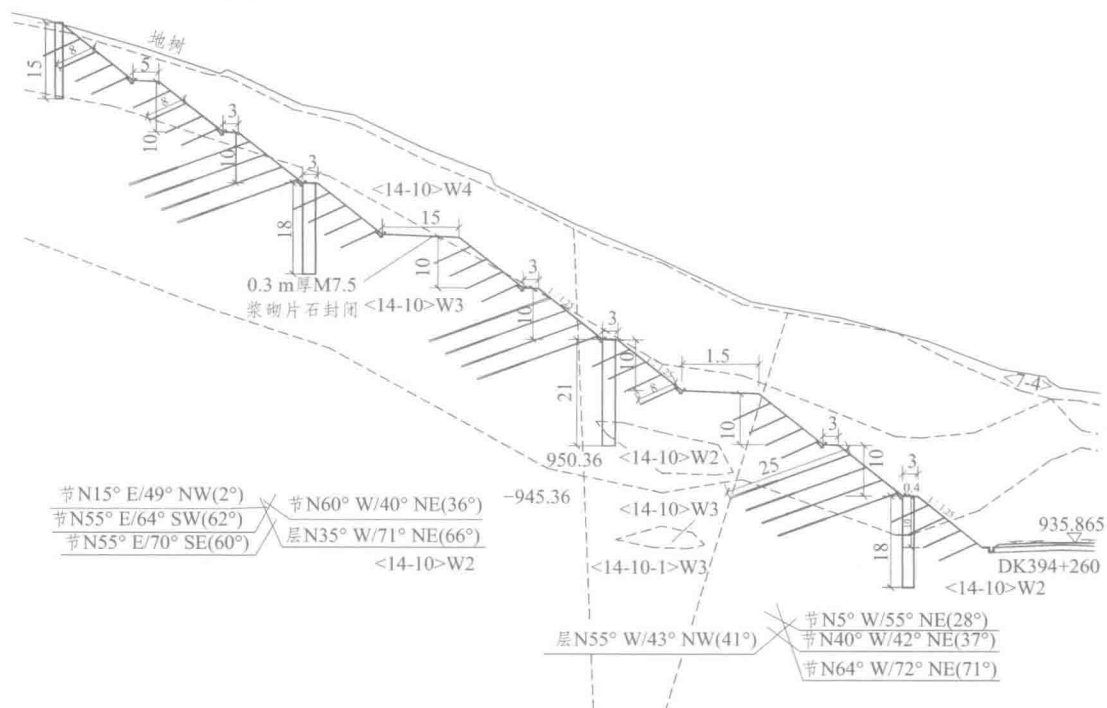


图 4 刷坡并预留 15 m 平台方案

3.2 隧道(四线明洞)方案

四线明洞,边坡开挖加固防护方案,如图 5 所示。坡脚设置悬臂为 15 m 的预加固桩,桩间采用 1:0.2 坡率的土钉墙,永久边坡采用 1:1.25 坡率刷坡,单级边坡高度为 10 m,每级边坡之间留 3 m 宽平台,自下往上的第 2、4 级平台设锚固桩。坡面采用锚杆(索)框架梁喷混植生防护,当安全系数 $K=1.250$ 时, $T=4\ 300$ kN/m。该方案最大边坡高度为 78.2 m。

3.3 设计方案比选

路基刷方并预留边坡中部大平台方案,边坡最大高度为 106 m,工程风险和施工难度相对隧道方案大;而隧道方案虽然工程投资较大,但更能保证长期运营安全,故推荐隧道方案。

4 工程加固防护措施

明洞方案边坡加固防护措施如下：

- (1) 开挖边坡自坡脚设置 15 m 高的桩间土钉墙，路堑边坡自坡脚至堑顶均采用刷坡方案，各级边坡最大高度均为 10 m，坡率均为 1：1.25，共 10 级。每级边坡之间设 3 m 宽平台。
- (2) 自下而上边坡采用框架锚索进行加固防护，锚索单孔 4 束，长 25~33 m，间距 3.5 m。局部边坡为框架锚杆防护。

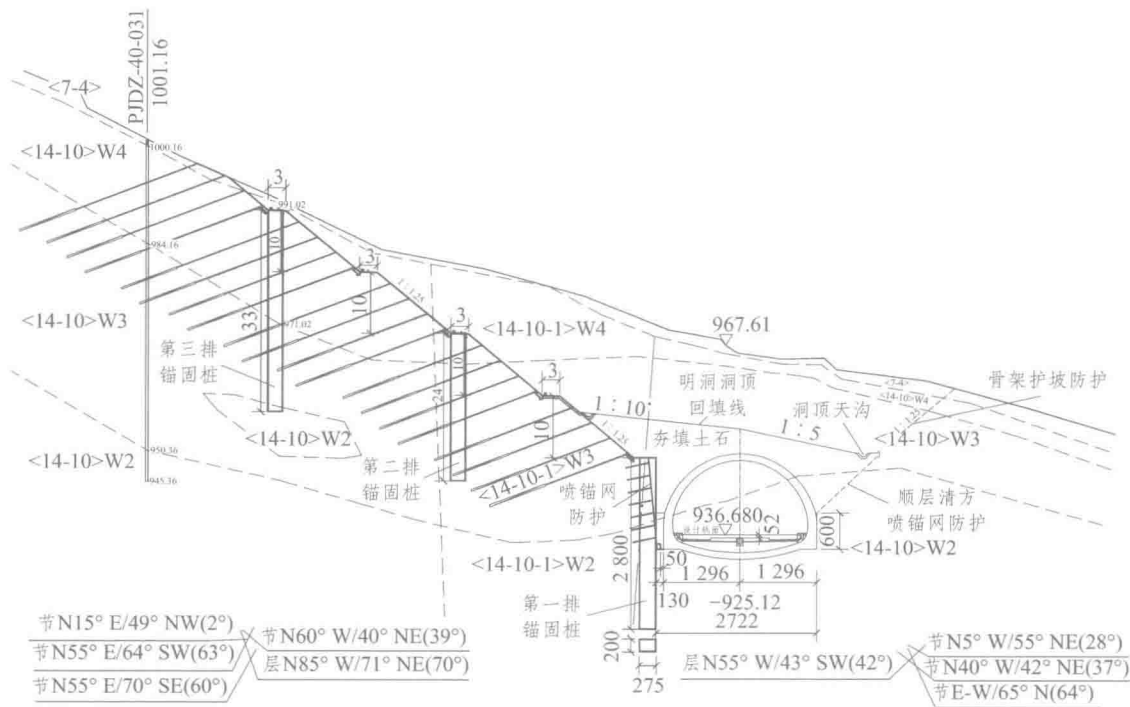


图 5 四线明洞方案

- (3) 自下而上第 1、3、5 级边坡坡脚分别设置预加固桩，共 3 排。
- (4) 工点范围设置 5 个观测断面，采用多种监测措施，并形成立体监测网，对该路堑高边坡工点进行施工期及运营阶段的监测。

目前，整个白腊寨四线明洞工程已施工完毕，边坡未出现异常，施工过程中照片如图 6 所示。

5 总结

西南山区铁路路基工程由于受高速铁路线形、站场位置等因素控制，不可避免地会遇到高边坡高度超情况。当边坡高度超常规且工程地质条件差时，从长期运营安全考虑，应优先考虑隧道设计方案。

边坡开挖防护，一般而言，路堑高边坡设计可采取加强坡脚支挡、坡面防护等措施以减小边坡高度，从而避免工程对原始边坡的影响。但当设支挡收坡不明显时，可考虑刷方加中部大平台方案，将超高边坡分成若干高度较小的边坡，结合相对较弱的坡面防护措施就可降低施工及运营期间的安全风险。

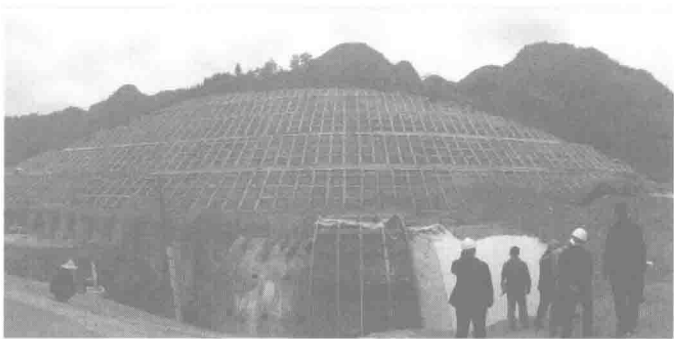


图 6 施工过程中的白腊寨四线明洞

京珠高速公路粤境南段 K155 边坡设计

蒋楚生 张 华 李 敏 秦小林

(中铁二院 土建三院)

摘 要 原设计边坡底层锚固桩开挖时,岩质坚硬,人工开挖灰岩难度大,施工单位无法在计划工期内顺利完工。若采用爆破作业固然可以加快工期,但却可能对已张拉锚索造成不良影响,导致其失效。变更设计比较了底层边坡采用预应力框架锚索替代锚固桩和放缓坡率+预应力锚索+拱形骨架植草护坡两种方案,从技术、经济、工期等方面对比分析方案的优劣,提出推荐方案,展示实施效果。

关键词 边坡病害整治 高速公路 框架锚索 放缓边坡

1 工程概况

京珠高速公路粤境北段 K155+026~K155+246 左侧路堑边坡属低山丘陵地貌,地形相对高差约 60 m,自然坡度为 $15^{\circ}\sim 25^{\circ}$ 。地层岩性上覆为粉质黏土(Q^{cl+dl}),浅黄~棕黄色,硬塑,含强风化砂岩块石,厚度不大,分布在堑顶一带。下伏岩层为砂岩夹页岩(D_{3m}),灰黄、紫色,泥质结构,薄层状构造,全、强风化层厚度大,节理、层理较发育,大气降水易渗入坡体,砂页岩遇水易软化,强度降低,影响边坡稳定。边坡中下部遇一性质不明断层,产状 $40^{\circ}\angle 50^{\circ}\sim 65^{\circ}$,断层破碎带出露宽度为 4~20 m,主要由粉质黏土及少量炭质灰岩块石组成,炭质灰岩(D_{3m})灰黑色,薄层状,弱风化,层理较发育,有揉皱现象。该断层对边坡稳定极为不利。

2 工程特征

根据本工点的地质条件,设计时采用锚固桩加锚索的支挡结构。具体工程措施是:采用台阶式边坡设计,一级边坡台阶高度为 10 m,平台宽度为 2 m,坡率采用 1:0.3;2~3 级边坡高度均为 10 m,平台宽 3 m,设计坡率为 1:1;4~5 级边坡台阶高度 8 m,平台宽 4 m,设计坡率为 1:1.25,坡面采用拱形骨架网格植草护坡。一级边坡平台设锚固桩,锚固桩长 20 m,截面尺寸为 $1.75\text{ m}\times 2.0\text{ m}$,桩间设挡墙。在 2、3 两级边坡上各设置 3 排锚索,在 4 级边坡上设置 2 排锚索,锚索间距 3 m,倾角 25° ,钻孔直径为 $\phi 120\text{ mm}$,锚固段长 10 m,采用 $4\phi 15.2\text{ mm}$ 高强度低松弛钢绞线制成,每根锚索设计吨位 600 kN。锚索锁定在抑制梁上,抑制梁长 12.8~14.2 m,截面尺寸为 $0.8\text{ m}\times 0.6\text{ m}$,如图 1 所示。

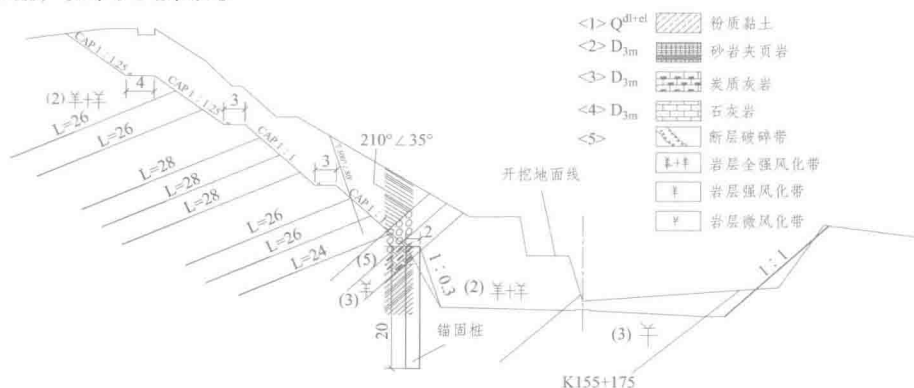


图 1 原设计方案

3 工程变更措施

施工采用从上到下分级开挖、分级加固的原则,二级以上边坡已开挖到位,锚索钻孔、灌浆已经施工完毕,部分锚索已张拉到设计吨位,坡面拱形骨架已基本完工。当一级边坡锚固桩桩基开挖时,连续几个桩位从一级平台向下开挖至 3~5 m 时均遇前述断层破碎带,其中的粉质黏土松散、强度低,而夹杂的弱风化炭质灰岩分布不规则,岩质坚硬,人工开挖炭质灰岩难度大,进度慢,施工单位无法在计划工期内顺利完工。若采用爆破作业固然可以加快工期,但却可能对已张拉锚索造成不良影响,导致其失效;此外,爆破作业可能破坏边坡的受力状况,使边坡整体失稳。

基于以上原因,不允许采用爆破作业。而按人工开挖计算,将比原计划工期推迟 50 d 左右,这将影响到后续工程的按期完成,并将影响到总工期。为此,建设方要求取消抗滑桩并对原设计一级边坡进行变更设计。

3.1 变更方案一

一级边坡采用预应力框架锚索替代锚固桩,原桩后最大剩余下滑力为 650 kN/m,平均剩余下滑力为 505 kN/m,经检算,采用四排锚索,锚索间距 2.3 m,可以保证采用加固措施后边坡的稳定系数 $K=1.20$,满足《公路路基设计规范》对边坡稳定性的要求。第 1~第 4 排锚索长度分别为 17 m、20 m、23 m、26 m,锚固段长度为 10 m,钻孔孔径为 150 mm,锚索倾角为 20° 。锚索框架横梁和竖梁截面尺寸为 $0.6\text{ m}\times 0.6\text{ m}$,其中,横梁长 4.6 m,竖梁长 10.44 m,横梁之间设伸缩缝,伸缩缝缝宽 2~3 cm,缝内填塞沥青麻筋或沥青木板。框架内设六棱砖,厚 0.3 m,砖内覆土植草,第一排锚索以下设护墙作为锚索框架梁的基础,护墙厚 0.6 m,埋深 1 m。在梁顶设襟边并和边坡平台相连,以防止雨水渗入掏空框架梁底部,造成预应力锚索失效。考虑到施工过程中可能出现废孔,或工程交付使用后边坡出现异常情况时采取补救措施,设计时预留出了部分孔位。2~5 级边坡仍采用原设计,如图 2 所示。

3.2 变更方案二

修改一级边坡坡率,将坡率放缓到 1:0.75,坡面采用预应力锚索加固,锚索间距 2.3 m,第 1~第 4 排锚索长度分别为 17 m、20 m、23 m、26 m,坡面采用拱形骨架网格植草护坡,2~5 级边坡仍采用原设计,如图 3 所示。

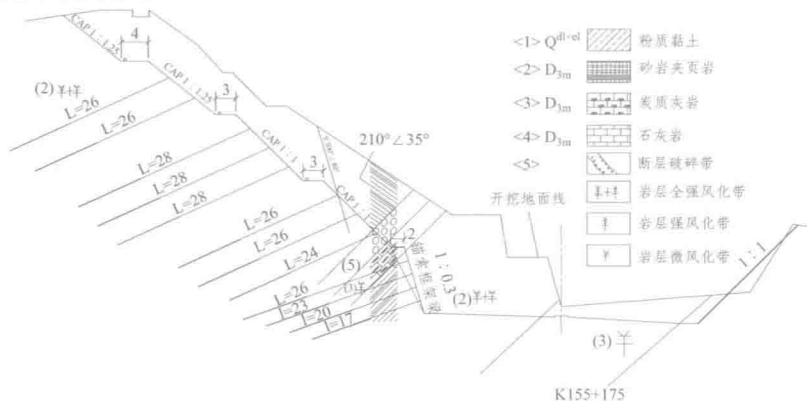


图 2 变更方案一

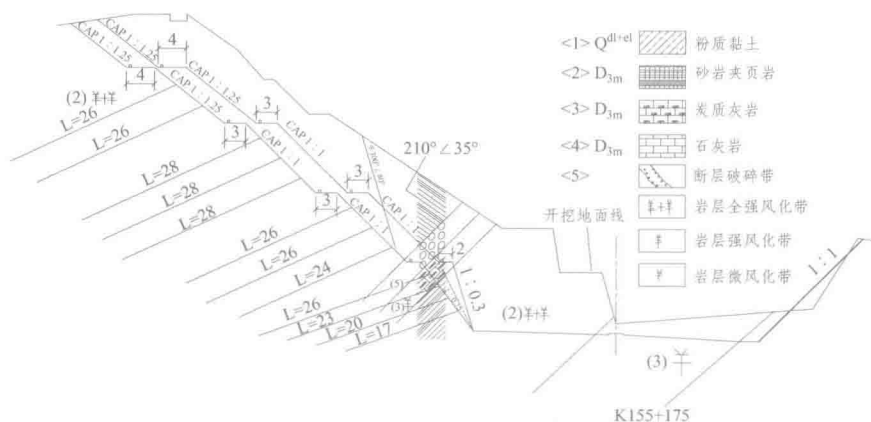


图 3 变更方案二

3.3 方案比选

变更方案比较见表 1。变更方案二虽也减短了工期,但原来已做好的拱形骨架护坡全部废弃,会造成大量浪费,不仅增加了投资,而且 2~5 级边坡继续削方时为避免已做好的锚索被破坏,只能采用人工开挖,施工非常困难。

表 1 变更方案比较

比较项目	原设计方案	变更方案一	变更方案二
一级边坡工程措施	锚固桩+桩间挡墙	预应力锚索+框架梁+ 框架内培土植草	放缓坡率+预应力锚索+ 拱形骨架植草护坡
废弃工程		无	2~5级边坡拱形骨架植草护坡
施工工期/d	125	65	100
施工难度	困难	一般	较困难
比原设计增加投资/万元		21	45

变更方案一, 预应力框架锚索具有以下显著的优点: 第一, 预应力框架锚索与路堑边坡通过施加预应力成为一个整体, 使边坡和结构物整体受力比较均匀, 有效改善了受力状况, 从而避免了因局部预应力锚索失效而导致整个工程失败, 提高了工程措施的可靠度。第二, 预应力框架锚索设置在 1:0.3 坡率的边坡上, 一方面可有效增大抗滑力, 从而减小滑坡的下滑力, 节省工程造价; 另一方面, 可以有效降低边坡高度, 减少对山体的扰动和土地占用。第三, 预应力框架锚索造型美观, 框架内可设六棱砖, 砖内覆土植草, 美化了环境, 减少了司乘人员的视觉疲劳。第四, 相对于其他传统的工程措施, 预应力框架锚索还具有施工快捷、施工场地不受限制、施工干扰少的优点。

经技术经济比较, 变更方案一不仅技术合理, 工期最短, 比原设计增加的投资也较少, 而且不影响已做好的原有工程, 无废弃工程, 施工也比较便捷, 经建设方同意作为变更设计方案采用。

3.4 预应力框架锚索施工

一级边坡工程施工包含以下工序: 钻孔、清孔、设置锚索、注浆、砌筑护墙、浇筑框架梁、张拉锁定以及外露部分的防护处理; 砌筑襟边及六棱砖覆土植草。在施工组织设计时, 为加快施工进度, 应充分利用各工序的施工间歇, 采用流水施工原理和网络技术, 对施工进度进行合理的安排。具体来说, 可将钻孔、清孔、设置锚索、注浆设为第一个施工过程, 砌筑护墙、浇筑框架梁作为第二个施工过程, 张拉锁定以及外露部分的防护处理作为第三个施工过程, 砌筑襟边及六棱砖覆土植草作为第四个施工过程, 并根据机具及人工情况划分为 3~4 个施工段, 根据建设方的要求倒排工期, 确保按期完工。一级边坡工程双代号施工网络计划图见图 4。

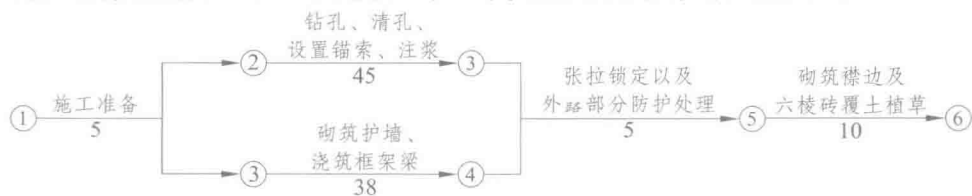


图 4 施工网络计划图

从施工网络计划图可见, 钻孔、清孔、设置锚索、注浆为关键工作。为保证该工作能按期完工, 经试验后注浆时可采用早强剂, 试验应在施工准备阶段进行。

4 工程(整治)效果

工程效果如图 5 所示。

5 工程体会

京珠高速公路粤境北段 K155+026~K155+246 左侧路堑边坡病害整治工程采用预应力框架锚索及其他工程措施后达到了提前竣工的效果, 保证了按时通车; 而且整治后的边坡外表美观大方, 环境优美。

如图 5 所示, 本边坡变更设计与施工于 2000 年完成, 竣工后经过 10 多个雨季的考验, 边坡稳定, 效果良好, 深受各方面好评。

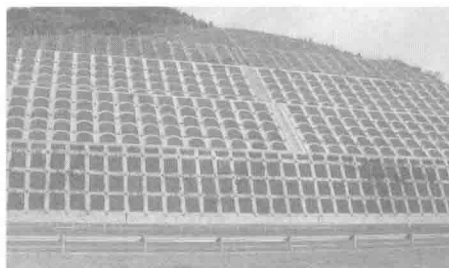


图 5 处理后现场照片

大瑞铁路大理西站路基工程设计

白朝能 肖朝乾 冯俊德

(中铁二院 土建一院)

摘 要 大瑞铁路大理西站地形地质条件极其复杂,地震烈度高达 8 度,在 1 km 范围的路基工程受一条区域大断层及两条支断层的影响,不良地质及特殊岩土发育有泥石流、滑坡、岩堆、顺层、危岩落石、人工坑洞、陡坡人工弃土等不良地质体。路基工程采用环形柔性防护网、锚索(杆)框架梁轻型柔性加固防护技术、土钉墙原位加固技术、锚索桩板墙加锚索框架梁、桩基托梁衡重式挡墙等新型组合式支挡结构。

关键词 山区铁路 高陡边坡 不良地质体 不稳定斜坡体

1 引 言

随着我国经济实力的增长和技术水平的进步,为改善中西部山区与沿海地区经济发展不均衡的现状,我国在中、西部复杂地质艰险山区的铁路建设日益增多。地震烈度高,地形、地质条件极其复杂,不良地质体分布广、规模大,地质灾害密集,完全绕避困难,生态环境脆弱,环境保护敏感,工程修建难度大,运营期易发生工程病害是该地区修建铁路的难点和重点,路基工程如何根据地质条件做好路基工程选线,在此基础上如何运用好的设计理念,选择好的工程措施,提高路基工程的安全度、可靠性,使路基工程设计做到安全可靠、经济合理是山区铁路设计的一大难题。

2 工程概况

大理西站设计里程为大瑞线 D1K10+260~D2K12+670,是大瑞线第一个会让站,3 股道。本站位于西洱河右岸,车站线位“依山傍水”,属典型的“V”形峡谷地貌,沟谷深切,地形陡峻,地面自然横坡 30°~50°,地表植被稀疏,线位左侧毗邻大漾公路及西洱河,修建地形十分狭窄,路基工程基本上以半填半挖通过,上挡下护,形似挂壁路基。

地表上覆第四系全新统人工弃土(Q_4^a)、人工填筑土(Q_4^{ml})、滑坡堆积(Q_4^{del})、坡崩积(Q_4^{dt+col})、冲洪积(Q_4^{al+pl}),上更新统冲积(Q_3^{al})粗角砾土、碎石土、块石土及粉质黏土;下伏基岩为下元古界沟头箐岩群石门关岩组(P^{t1s2})混合岩夹花岗片麻岩。地表水为坡面水和西洱河水,地下水为基岩裂隙水,对混凝土均无侵蚀性。地震动峰值加速度 0.2g。

受区域性洱海深大断裂影响,区域内次级断层及褶皱构造较发育,D1K10+330 及 D1K11+391 分别发育有两条支断裂。受构造及地形、地质条件的影响,表层覆土厚,成因复杂,各种碎石类土相变快,分布范围与埋深厚度无规律,基底横坡陡,基岩面起伏大,岩层节理、裂隙发育,岩体十分破碎。不良地质体发育,短短 1 km 范围的路基工程不良地质体发育有泥石流、滑坡、岩堆、顺层、危岩落石、人工坑洞、陡坡人工弃土等不良地质体。不良地质体灾害种类齐全,分布密集,绕避困难,可以说大理西站的地质条件是大瑞线的缩影,是不良工程地质的微型博物馆。其不良地质分布里程及范围详见表 1。

表 1 大理西站不良地质分布情况表

序号	不良地质类型	分布里程	不良地质概况	对工程的影响情况
1	大沙坝 2#岩堆	DK10+328~ +536 右侧	平面上呈扇形,轴向为 S11°W 长约 126 m,宽 120~200 m。岩堆厚 5~30 m,体积约 $30 \times 10^4 \text{ m}^3$,属中型岩堆。主轴方向上岩堆上部组成物质,最上层为碎石土及角砾土,厚 2~6 m,其下为块石土,厚 4~14 m,岩床内分布有粉质黏土,呈透镜状分布于岩床底,厚 0~10 m	路基工程以挖方和明洞从岩堆前缘通过,岩堆体天然状态基本稳定。挖方及明洞施工时将会造成失稳

续表

序号	不良地质类型	分布里程	不良地质概况	对工程的影响情况
2	大沙坝滑坡	D1K10+828 ~D1K10+867 右侧	平面上椭圆形, 轴向为 S16°E, 长轴约 64 m, 横轴约 38 m, 厚度 4~12 m, 地貌特征较为明显, 周界清晰, 前缘舌状伸入公路, 后沿呈“圈椅状”, 滑坡周界可见 1~2 m 的错台。滑体物质为混合岩质的碎块石土, 滑动面不明显, 钻孔揭示滑体与下伏冲洪积碎石土接触面上有一层厚约 30 cm 的灰黑色砂土, 体积约 $1.5 \times 10^4 \text{ m}^3$, 属小型浅层滑坡	路基工程以挖方从滑坡中后部通过。对路基工程影响大
3	泥石流	D1K10+290 ~+300 沟槽中	沟内堆积层厚 2~6 m。上游谷坡陡峻, 地表松散物质丰富, 河沟上游两侧岸坡发育滑坡、崩塌, 有利于泥石流形成, 线路通过段属于泥石流沟的通过区, 据调查上游物质组成以碎石土为主, 是小型岩堆及采石弃土, 潜在补给储量为 $4 \times 10^4 \text{ m}^3$	对路基工程影响大
4	顺层	(1) D1K10+240~ D1K10+250; (2) D1K10+880~ D1K10+930; (3) D1K11+495~ D1K11+520	(1) D1K10+240~D1K10+250 m, 挖方边坡最大高度为 22 m, 基岩为混合岩夹花岗片麻岩, 厚层状, 受构造影响, 岩石节理发育, 岩体较破碎, 岩层产状为 N85°W/25°SW, 岩层走向与线路夹角约 0°, 横断面视倾角为 25°, 倾向线路左侧, 右侧边坡存在顺层。 (2) D1K10+880~D1K10+930 及 D1K11+495~D1K11+520 路堑边坡切层最大高度分别为 5 m 及 10 m, 基岩为混合岩夹花岗片麻岩, 厚层状, 受构造影响, 岩石节理发育, 岩体较破碎, 岩层产状为 N70°E/40°SE, 岩层走向与线路夹角约 21°, 横断面视倾角为 37.6°, 倾向线路左侧, 右侧边坡存在顺层	对路基工程右侧挖方边坡影响较大
5	人工弃土	(1) D1K10+713~ D1K10+777; (2) D1K11+130~ D1K11+167m	褐、灰褐、灰白色, 稍密~中密, 潮湿, 碎石占 50%~60%, $\phi 60 \sim 200 \text{ mm}$, 石质较混杂。分布于 D1K10+713~D1K10+777、D1K11+130~D1K11+167m 右侧坡角下, 厚 2~10 m、2~6 m 不等	路基以挖方通过, 部分弃土位于挖方边坡顶部, 对路基工程影响大
6	危岩落石	D1K10+240~ D2K12+550	车站范围内坡面陡, 自然横坡为 30°~50°, 局部可达 60°以上, 线路右侧坡面上方零星分布有大的块石, 边坡开挖后易造成地表土层松动, 形成落石	对路基工程影响大

针对如此复杂的地形、地质条件, 路基工程设计时灵活采用了多样化、组合化、新型化、柔性化的工程结构类型, 主要路基工程类型有路堤桩板墙、衡重式路肩挡土墙、衡重式桩基托梁路肩挡土墙、锚索桩板墙、桩间土钉墙、锚索桩间土钉墙、压力分散型锚索框架梁、锚杆框架梁、环形柔性防护网等加固防护工程措施。共设桩基 268 根, 最大桩长 38 m, 桩截面为 $2.5 \text{ m} \times 3.5 \text{ m}$ 。共设衡重式路肩挡土墙 1 160 m, 最大墙高 12 m, 桩基托梁 634 m, 桩间土钉墙及土钉墙 1 264.4 m, 最大墙高 21 m, 桩板墙 232 m, 锚索 403 孔, 最大孔深为 55.5 m, 柔性防护网 $3\,861 \text{ m}^2$ 。整个大理西站路基工程的设计是十分艰巨而复杂的。

3 设计理念及设计原则

针对上述大理西站设计时存在的重点和难点, 设计时合理制定了设计原则, 在施工图设计期间, 发生了“5·12”汶川大地震, 结合汶川地震的工程震害适时进行了相应的工程理念调整。

(1) 针对高烈度震区, 陡峻的地形, 松散的块、碎土覆盖层, 下伏基岩破碎, 震时易损毁的特点, 明确了“以防为主、适度抗震”的设计理念, 制定了上挡采用土钉墙原位加固及“小分层, 勤支护”的设计施工原则, 坡面加固防护设计时采用了锚索(杆)框架梁、柔性被动防护网等轻型化、柔性化、组合化的加固防护结构; 下挡采用路肩桩板墙、桩基托梁衡重式路肩挡土墙等深基础组合式新型支挡结构。

(2) 针对岩堆、滑坡、危岩落石等不良地质发育的情况, 合理评价其稳定性, 首先从线路方案考虑绕避, 对无法绕避的滑坡、岩堆, 尽量避重就轻, 在设计中遵循“一次根治, 不留后患”的原则, 确保工程在地震作用下的安全性, 以合理的投入保证运营的安全和畅通。整治加固工程设计时尽量采用组合化、新型化、投资省的工程结构。

(3) 针对顺层、泥石流发育的情况, 做好路基工程选线, 合理选择线位标高, 顺层设计时“尽量减少切层高度, 宁做下挡不设上挡”。泥石流设计时本着“总体着眼, 专业入手”的原则, 以合理的工程类型及加固防护方案通过泥石流沟槽。

(4) 为保护滇西高原脆弱生态环境, 高陡边坡开挖时尽量减少切坡高度, 坡面绿化草种尽量采用本地草灌木。

4 路基工点设计

4.1 高陡边坡加固防护设计

根据设计原则, 下挡采用了桩基托梁加衡重式路肩墙的新型组合式支挡结构, 上挡采用了桩间土钉墙或锚索桩间土钉墙, 墙顶预留 3 m 平台加一级 3~4 m 高的土钉墙的原位加固支挡方式, 尽量减少切坡高度, 保护滇西高原脆弱的自然生态环境。设计代表性断面如图 1 所示。

4.2 大沙坝 2#岩堆的设计

大沙坝 2#岩堆位于 DK10+328~+536 右侧, 岩堆体积约 $30 \times 10^4 \text{ m}^3$, 属中型岩堆。岩堆物质组成以碎石土为主, 厚 5~30 m。线路在其前缘以挖方和明洞工程通过, 最大挖方高 10 m。岩堆目前基本稳定, 在施工挖方及明洞时将会造成岩堆失稳, 特别是考虑有地震影响时, 岩堆下滑力达 2446 kN/m。设计时在岩堆的前缘设一排锚索桩板墙, 桩截面为 $2 \text{ m} \times 3 \text{ m}$, 桩长 26~28 m。锚索桩板墙顶留 2 m 平台, 平台以上边坡加锚索框架梁加固整治, 锚索采用压力分散型锚索, 锚索最长为 53.5 m。设计代表性断面如图 2 所示。

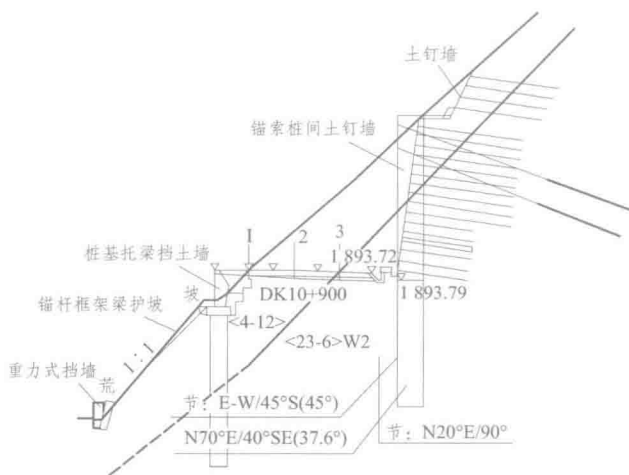


图1 陡坡路基代表性断面

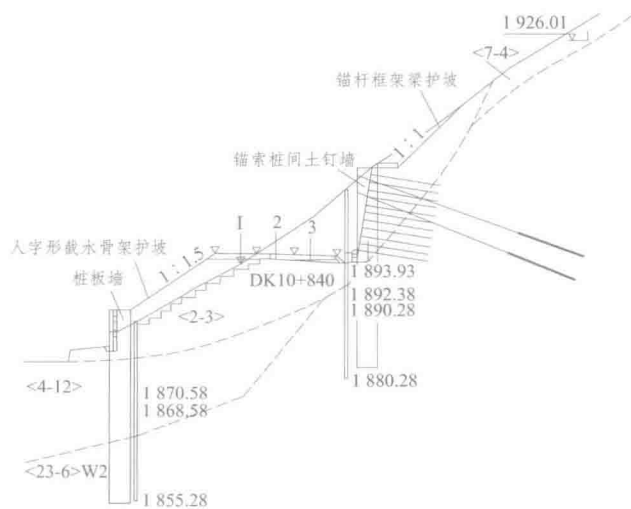


图2 大沙坝 2#岩堆加固设计代表性断面

4.3 泥石流沟槽设计

DK10+290~+300 为泥石流沟槽, 沟内堆积层以碎石土为主, 厚 2~6 m。上游谷坡陡峻, 地

表松散物质丰富,潜在补给储量为 $4 \times 10^4 \text{ m}^3$,线位从泥石流沟的通过区经过。初步设计考虑该沟槽为小型泥石流沟且为泥石流的间歇期,故以涵洞通过该泥石流沟槽。施工图设计正值“5·12”汶川大地震,结合灾后地震调查及时调整了设计理念,考虑到上游松散物质丰富,且滑坡、岩堆、崩塌发育,这些不良地质体都可能成为泥石流沟槽的补给源,及时补充了高线位以涵洞通过泥石流的方案及低线位以明洞通过泥石流沟的方案。从“总体着眼,专业入手”,经工程经济比较,明洞方案投资较涵洞方案大,但明洞方案运营时,特别是地震时发生泥石流淹没冲毁路基的风险要明显小于涵洞方案。故适当降低了线位标高,延长太乙隧道出口明洞,以明洞通过该泥石流沟槽。

4.4 顺层路基的设计

本站范围内共分布有三段顺层,基岩为混合岩夹花岗片麻岩,厚层状,受构造影响,岩石节理发育,岩体较破碎。根据顺层设计原则“尽量减少了切层高度,宁设下挡不设上挡”,设计时结合 D1K10+290 ~ +300 泥石流沟槽,进行了高线位和低线位路基工程选线比较。高线位时顺层切层较小。但泥石流沟运营安全风险较大,低线位时 D1K10+240 ~ D1K10+250 m 及 D1K11+495 ~ D1K11+520 m 切层高度增加,D1K10+240 ~ D1K10+250 m 段以明洞通过,D1K11+495 ~ D1K11+520 切层高 9 m,为确保能准确地评价右侧顺层边坡的安全性,现场及时做了大剪试验。由于基岩为混合岩夹花岗片麻岩,该岩层为变质岩,层面为片理面,片理面的 $c=95 \text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi=22^\circ$,且变质岩片理面贯通性不如沉积岩产状层面的贯通性好,变质岩的顺层风险要小于沉积岩顺层,经稳定性评价后综合泥石流沟整治设计以明洞通过,认为该线位优于高线位,故施工图设计时选用低线位。针对该线位的顺层切层情况及变质岩的顺层特点,D1K10+240 ~ +250 m 明洞段顺层采用了预加固桩加固,D1K10+880 ~ +930 及 D1K11+495 ~ +520 采用锚索桩间土钉墙加固顺层。下挡基坑开挖量采用临时大锚杆进行加固。

4.5 危岩落石防治设计

D1K10+240 ~ D2K12+550,由于车站位于西洱河右岸,沟谷深切,地形陡峻,自然横坡为 $30^\circ \sim 50^\circ$,局部可达 60° ,坡面上方零星分布有大的块石,在自然营力的作用下易造成地表土层松动,形成落石。对于零星的落石主要在勘测阶段查清分布情况、危石大小、现场稳定情况。设计尽量清除危石,对基础埋深较深、目前稳定情况较好的危石,可采用主动网遮罩或支顶等措施,增加安全度。清除危石后于 D1K10+240 ~ D2K12+550 墙顶拉通设置一道高 5 m 的 RXI-075 型环形被动拦石网。

4.6 傍山桥改路设计

D1K10+886.21 ~ D1K11+289.70 m 原设计为半路半桥,靠山外侧两股道设计为桥梁,靠山内侧一股道设计为路基。“5·12”汶川大地震后,根据灾后地震调查,傍山曲线桥破坏严重,基本不可修复,震中的桩基托梁挡墙破坏较小,作为担当灾后救援及重建的重要生命线,尽量从“总体着眼”选择震后易修复的工程类型通过该路段。在充分进行工程经济比较后,将傍山桥从长 403.49 m 大桥缩短至 109.16 m,缩短桥长 294.33 m,节约工程投资 213 万元,而且提高了抗震安全度。

5 施工情况及实际效果

2008 年 5 月开工,2013 年大理西站已施工完毕,从工程施工效果看设计是成功的,如图 3 所示。右侧高陡边坡竣工后,无论是施工期还是完工的几年内没有发生任何变形或病害情况。大沙坝 2#岩堆及大沙坝滑坡整治完毕后,岩堆稳定,在施工明洞和挖方路

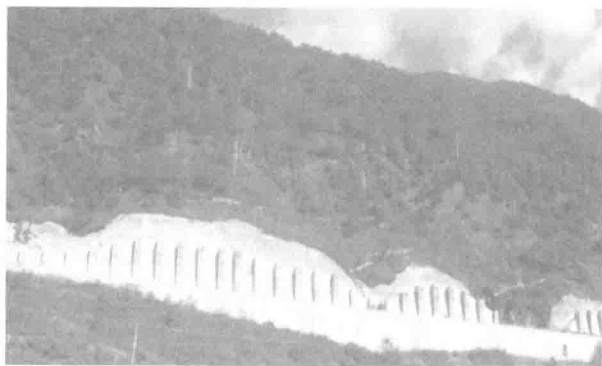


图3 竣工后照片

基时无蠕变滑动或变形迹象。顺层段路基从施工情况看,设计时判断是准确的,顺层面为片理面,整体稳定性较好,由于受断层影响,岩层被多组节理切割破碎,形成不稳定楔形体。采用抗滑桩预加固后,桩间采用“分层开挖,分层支护”的土钉墙原位加固技术,施工效果良好。2010年雨季中D1K10+290~+300泥石流沟槽暴发了小型泥石流,由于采用明洞通过该泥流沟,泥石流从洞顶导流槽成功越顶而过,没有对铁路工程造成任何影响。

6 结 语

大瑞线大理西站是艰险复杂山区地形、地质条件最为复杂的车站设计,以下几点值得我们在以后的设计中借鉴和注意:

(1)在艰险、复杂高烈度震区修建山区铁路时尽量避开沿河展线,避免在不良地质高发区、密集区出现短桥、隧群。受运量、布站等技术条件限制必须以明线方式通过时,应合理选择线位标高,不仅要避开陡缓交界处不良地质体发育的核心带,而且还要考虑洪水或震后堰塞湖对岸坡稳定性的影响。

(2)在艰险、复杂高烈度震区修建山区铁路工程时,选择工程结构及加固防护工程措施应遵循“结构合理,适度从重,不留后患”的设计原则,路基工程结构宜采用轻型、柔性及组合结构设计。

(3)高烈度震区工程类型选择时不仅要考虑工程经济的比较,而且还要考虑工程在震后利于救援,易于抢通,易于修复。本站设计时成功地借鉴了汶川地震时曲线傍山桥破坏严重、不易修复,适当调整纵断面,缩短了大理西3线傍山桥,不仅节约了投资,而且确保了工程震后作为生命救援线利于保通救援。

(4)对于沟谷深切,地形陡峻,受区域地质构造影响严重,表土松散破碎,基岩节理、裂隙发育,岩体破碎,开挖后自稳能力差,地震时易损毁的高陡边坡,设计时尽量结合“小分层,勤支护”的设计施工原则采用土钉墙、锚索锚杆框架梁等轻型、柔性、组合式原位加固防护技术及预锚固桩等预加固技术进行边坡加固防护,施工效果良好。

(5)高烈度震区大型岩堆、滑坡设计时要合理选择支挡加固工程类型,尽量采用新型组合式支挡结构。大沙坝2#岩堆设计时针对岩堆下滑力较大、覆盖层厚的问题,采用锚索桩桩板墙加压力分散型锚索框架梁的加固防护措施结合以明洞工程通过岩堆前缘,明洞施工后,洞顶回填反压岩堆前缘,加固效果良好。

(6)艰险、复杂高烈度震区往往是环境保护敏感区,生态环境脆弱,设计时尽量减少切坡高度,加强工程坡面生态绿化工程,尽量减小因工程修建对当地自然生态环境造成的破坏。



阿尔及利亚东西高速公路 M1、M2 标段路基工程设计

缪胜林

(中铁二院 公路市政院)

摘 要 本文介绍了东西高速公路 M1、M2 标段的泥灰岩工程特性和路基工程设计。有针对性地采用缓边坡、宽平台设计和灵活采用石笼挡土墙、土工布加固路堤、悬臂式挡土墙和门架桩等加固方案,成了本项目中标段路基工程设计的典型范例。

关键词 东西高速 路基工程 设计

本项目位于阿尔及利亚北部环地中海带,属阿特拉斯阿尔卑斯褶皱区,地形总体起伏大,沟谷纵横,地势多陡峻,路线经过区域依次为低山丘陵区、浅丘区、低中山峡谷区、高原台地区。地表覆土为第四系全~早更新统冲积、洪积、坡积和残积层,下伏基岩为中生界白垩系泥灰岩,局部为灰岩、石膏层。

1 泥灰岩的工程特性

白垩系泥灰岩岩层倾角基本上大于 20° ,以薄层为主,少数为中厚层状,个别段落为页片状,层厚仅几毫米;高角度节理裂隙一般为 2~3 组,以 3 组居多,节理面充填黏土质薄膜和方解石脉;强度差异大,中厚层状强度最高,薄层状次之,而叶片状的强度极低;易碎,具中等降解性,完整性差;岩体呈碎裂状~层状结构,容易发生较大规模的岩体失稳或沿控制性结构面及组合结构面坍塌。

2 挖 方

2.1 稳定性分析方法

岩质边坡的失稳与破坏主要受岩体内结构面的控制,其空间分布位置、组合关系(包括自然边坡或开挖面的产状)和结构面的物理力学性质等,对边坡的稳定起着至关重要的作用。采用赤平投影方法可以对边坡是否存在平面、楔形体、倾倒破坏作出快速、定性的判断。据 Serrano 的研究,对泥岩、板岩、页岩等软弱岩体,由于岩块强度与结构面强度接近,即使其中只含一、二或三组结构面,也可将其视为各向同性的均质材料。岩体中的单个块体与边坡尺寸相比是极小的,且这些块体由于其形状的关系不是相互咬合的,在这种情况下,大型岩质边坡的破坏就会以圆弧形出现(Hoek, 1977)。

由于白垩系泥灰岩岩体呈碎裂状~层状结构,节理裂隙发育,强度低,应首先采用赤平投影分析结构面的组合关系,研究外倾结构块体对边坡稳定性的影响,按平面或楔形体滑动进行稳定性计算;同时从宏观上假定岩体为各向同性材料,采用圆弧破裂面分析边坡的整体稳定性。

2.2 边坡坡率

路堑按宽平台、缓边坡设计,泥灰岩路堑边坡坡率见表 1。

表 1 泥灰岩路堑边坡坡率

岩层类别	中风化	强风化
中厚层状泥灰岩	1:1~1:1.25	1:1.25~1:1.5
薄层及页片状泥灰岩	1:1.25~1:1.5	1:1.5

根据边坡总高度、岩体强度等确定每处挖方的坡率。组合结构面交线陡于 33° 时完全清除楔形体,缓于 33° 时可保留部分楔形体按缓边坡设计。

2.3 挖方边坡设计

2.3.1 顺层路堑

泥灰岩路堑边坡不仅有沿层面的顺层,也有沿节理面的顺层。层厚一般小于 30 cm,以薄层状为主。泥灰岩的天然抗压强度低,高陡边坡坡脚应力过大容易产生压溃破坏,不宜设置支挡工程,一般采用顺层清方处理,见图 1。由于节理裂隙发育,岩体强度较低,对于高度较大的边坡仍需采

用圆弧破裂面分析边坡的整体稳定性。

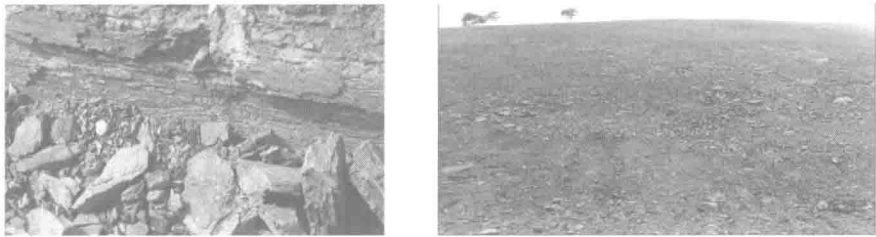


图1 顺层清方边坡

2.3.2 高液限土路堑

M1 标段在低中山峡谷区与高原台地区过渡段内存在多处高液限土，位于缓坡地带，层厚 2~10 m，其物理力学指标见表 2。

表 2 高液限土的物理力学指标

项目	<0.002 mm 的 黏粒含量/%	ATTERBERGE 极限			自由膨胀 率 F_s /%	膨胀比 R_g	膨胀力 δ_g /kPa	黏聚力 c /kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
		W /%	W_L /%	I_P /%					
样本数	14	15	15	15	9	10	10	8	8
最大值	64.8	48.2	60.4	33.0	66	3.2	490	72	30.1
最小值	18.5	15.1	41.4	21.2	36	0.2	45	45	2.9
平均值	33.4	20.4	47.7	25.9	48	1.2	162	57	21.6
标准值	25.9	16.7	45.2	24.3	41	0.5	81	51	15.7

可见高液限土具有弱~中等膨胀性，边坡分级高度为 6 m，平台宽度为 3 m，坡率为 1:2，采用植树防护。

2.3.3 超宽平台的运用

地面横坡较为平缓的大型深挖方，在中部设置超宽平台可大大降低坡脚的应力，避免强度低的泥灰岩被压溃，这一点已被有限元分析所证实。高度超过 35 m 的路堑边坡视岩体情况可在中部设置 10~12 m 的宽平台，如 PK268+830~PK269+260 段岩层产状为 $315^\circ\angle 48^\circ$ ，节理产状为 $220^\circ\angle 78^\circ$ 、 $80^\circ\angle 70^\circ$ 、 $75^\circ\angle 62^\circ$ ，无充填或充填方解石脉，中风化泥灰岩天然抗压强度为 2.22~7.28 MPa，左侧边坡总高度为 49 m，在距坡脚 24 m 处设置了宽度为 10 m 的平台。高度超过 50 m 的路堑边坡视岩体情况可在中部设置两道 10~12 m 的宽平台，如 PK272+400~PK272+730 段岩层产状为 $325^\circ\angle 45^\circ$ ，主要节理产状为 $260^\circ\angle 56^\circ$ 、 $100^\circ\angle 48^\circ$ ，节理张开度一般小于 1 mm，无充填或充填方解石脉，节理间距一般小于 40 mm，连通一般为 1~3 m；次要节理为 $25^\circ\angle 49^\circ$ ，无充填或充填黏性土，间距大于 1 m，连通一般小于 1 m。中风化泥灰岩天然简单抗压强度(类似于点荷载)为 0.211~0.871 MPa，左侧边坡总高度为 74 m，在距坡脚 24 m、48 m 处设置了宽度 12 m 的平台，见图 2。

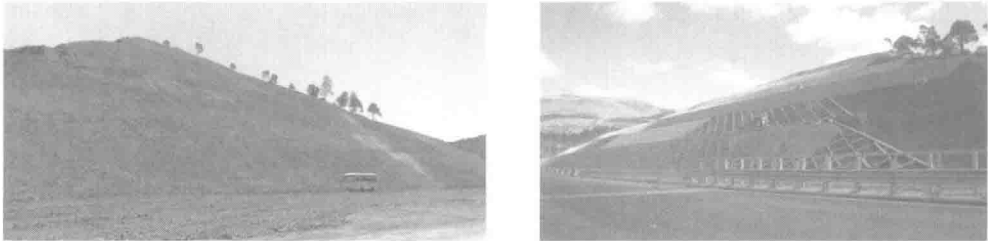


图2 中部设超宽平台的挖方边坡

2.3.4 门架桩加固

地面横坡较陡的大型挖方，若采用超宽平台方案边坡高度和工程量增加较多，应采用支挡工程加固，锚索或超长锚杆加固体系是行之有效的方法。但法国规范 T.A.95 要求采用 P2 级的防腐保