

宝兴县两河口山体崩塌应急治理方案设计

袁 鹏¹, 赵大军¹, 李佐春², 陈 仓², 张佳兴³, 周 宇¹, 翟国兵¹, 戚 波¹

(1. 吉林大学建设工程学院, 吉林 长春 130026; 2. 中国地质大学(北京), 北京 100083; 3. 成都理工大学, 四川 成都 610059)

摘要:“4.20”四川芦山地震诱发了大量次生地质灾害,导致宝兴县两河口崩塌危岩体发育,威胁进出地震灾区的生命线工程省道 S210,威胁周边企事业单位及居民人数超过 500 人,严重影响了抗震救灾和灾后的恢复重建。在充分考虑治理区自然情况的基础上,采取预应力锚索锚杆支护,桩板拦石墙与钢轨障桩联合治理,解除了在暴雨作用下,治理区危岩体顶部、崩坡积层和下部坡面上存在的危石灾害,解决了被动网立柱抗弯能力较弱的问题,形成障桩起保护作用。为宝兴县灾后重建赢得了时间。

关键词:山体崩塌;预应力锚杆;锚索;桩板拦石墙;钢轨障桩

中图分类号: P642.2; U417.1 **文献标识码:** B **文章编号:** 1672-7428(2016)01-0020-07

Design of Emergency Control Scheme for Mountain Collapse in Lianghekou of Baoxing Country/YUAN Peng¹, ZHAO Da-jun¹, LI Zuo-chun², CHEN Cang², ZHANG Jia-xing³, ZHOU Yu¹, ZHAI Guo-bing¹, QI Bo¹ (1. College of Construction Engineering, Jilin University, Changchun Jilin 130026, China; 2. China University of Geosciences, Beijing 100083, China; 3. Chengdu University of Technology, Chengdu Sichuan 610059, China)

Abstract: Lushan earthquake on April 20 led to a large number of secondary geological hazards, such as the development of dangerous rock mass collapse in Baoxing country, by which the lifeline provincial road S210 and more than 500 people were threatened, the earthquake relief work and post-disaster reconstruction were affected. Based on the full consideration of the nature situation of restoration region, pre-stressed anchor cable bolting, sheet pile retaining wall and rail barrier pile were adopted to form protective barriers and piles, which controlled the dangerous rock disasters at the top of dangerous rock mass in controlling region, colluvial deposit layer and the lower slope in the influence of rainstorm, and also overcame the weak bending resistance of passive network column. These measures won the precious time for the post-disaster reconstruction in Baoxing County.

Key words: mountain collapse; pre-stressed anchor; cable; sheet pile retaining wall; rail barrier pile

1 工程概况

“4.20”四川芦山地震诱发了大量次生地质灾害,导致宝兴县两河口崩塌危岩体发育,威胁进出地震灾区的生命线工程省道 S210,威胁周边企事业单位及居民人数超过 500 人,严重影响了抗震救灾和灾后的恢复重建。为此,需对该区危岩体进行应急治理。

工程区位于四川省宝兴县以北新宝村、顺江村境内(小地名:两河口),有 S210 省道通达。宝兴县位于雅安市北部,东与大邑、邛崃接壤,南和芦山县交界,西与丹巴县毗邻,北和阿坝州小金县相连。工程区整体地势北西高南东低,最高点位于马家脊,海拔 1520 m,最低点东河、西河交汇处,海拔 1010 m,

相对高差约 510 m,区内山高谷深,地势险峻,主要山脉方向多近 SN 走向。本文主要介绍治理六区工程情况(参见图 1)。

治理区危岩体共 8 块进行锚固治理,分别编号 W-1、W-2、W-3、W-4、W-5、W-6、W-7、WBD-2(见图 2)。在崩塌应急治理工程中,由于两天持续暴雨的影响,危岩块体编号 WBD-3 发生倾倒式崩塌,造成 RXI-200 型被动防护网被摧毁,剩余危岩单体随时可能发生大规模崩塌。且治理区危岩体顶部、崩坡积层等的危石,时刻威胁着居民生命财产安全。

治理区崩塌体危害对象,分布于斜坡坡脚 S210 外侧民房及企事业单位,主要包括:新宝村两河组

收稿日期:2015-04-06; 修回日期:2015-11-19

作者简介:袁鹏,男,汉族,1991 年生,硕士研究生,吉林省长春市西民主大街 938 号,1454462861@qq.com;赵大军,男,汉族,1964 年生,副院长,教授,博士生导师,从事地质工程的教学与科研工作,1729333689@qq.com。

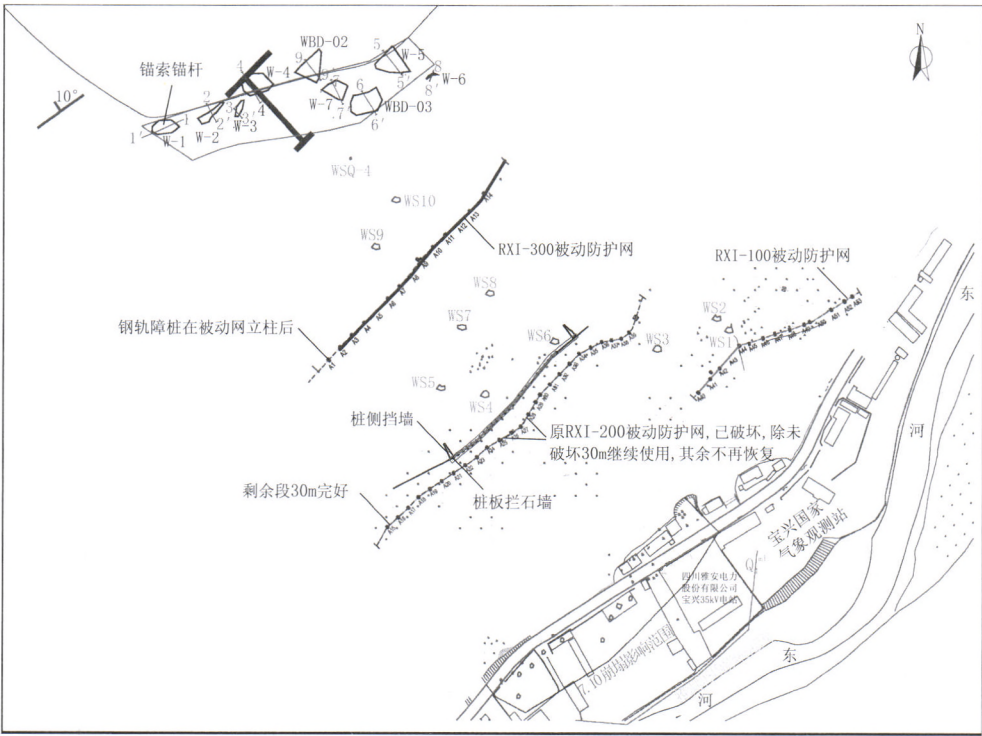


图 1 治理六区工程布置总平面图

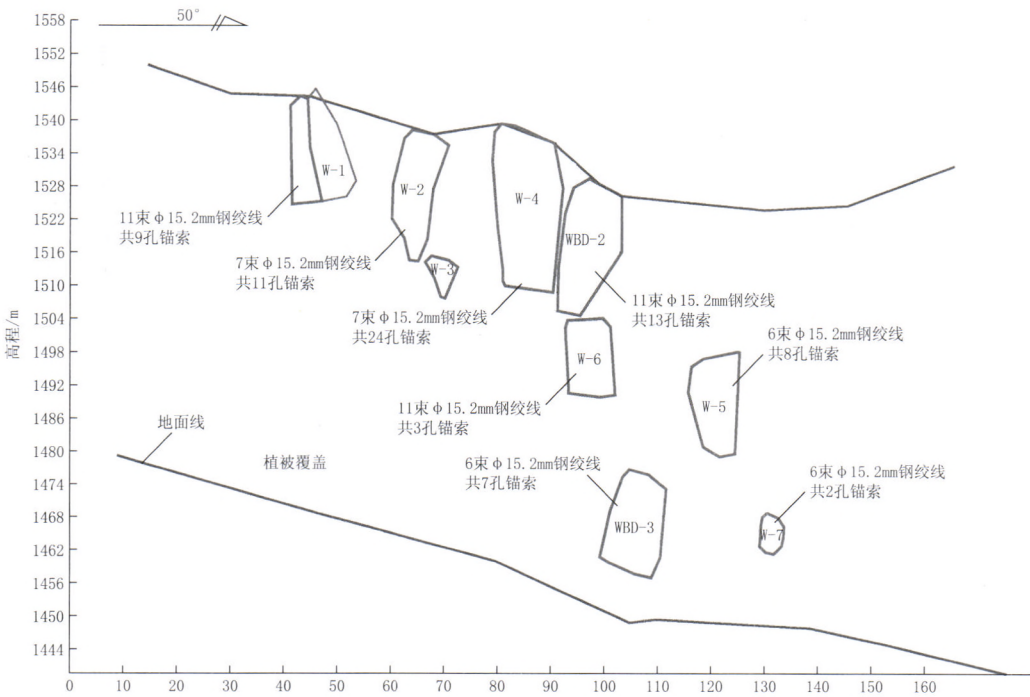


图 2 治理六区危岩单体总立面布置图

(东河)44 户 216 人、新宝村两河组(西河)19 户 140 人、宝兴 35 kV 变电站、再生源有限公司、废品收购站汽修厂等居民和单位,以及省道 S210 公路,威胁人数超过 500 人。治理区内有大量的崩塌落石进入

S210 线及公路外侧建筑物群,堵塞公路、损害路面(公路路面被砸出小坑,深约 1 m),毁坏房屋 16 间,砸毁车辆 12 辆,电线杆 5 根,直接经济损失约 600 万元。

2 水文条件及地质条件

2.1 气象、水文

降雨是地质灾害发生的诱发因素之一,特别是暴雨和绵绵细雨的危害更大^[1]。地质灾害多发生在5—9月汛期期间,发生的地质灾害占全年地质灾害的75%以上,而集中在6—9月(WBD-3崩塌发生于7月份)占降水75%以上。宝兴河是治理区内最主要的河流,发源于县境北部夹金山的东、西两河。主流及其支流沟床比降大,对地表进行了强烈的切割,形成较多稳定性较差的河岸边坡,西河、东河及支流的凹岸河段多为崩塌、滑坡等地质灾害强烈发育的地段。因此,河水的涨落、冲刷作用,是宝兴县崩塌产生的又一重要因素。

2.2 地形地貌

宝兴县地形变化总趋势西北高而东南低,本县北部、西部山地海拔一般在3000~5000 m之间,县内绝大部分属高山、中山地形。宝兴县城所处地貌属川西北高山—高原过渡带侵蚀型高山峡谷区,以构造剥蚀高中山地貌为主。治理区整体呈“陡—较缓—陡”之势,海拔1440 m以上为灰岩陡壁,坡度70°左右,局部近直立;中部地表为崩坡积层,地形相对平缓,坡度35°~45°;下部至坡脚位置为花岗岩出露,因公路切坡形成陡壁。

2.3 地震

芦山7.0级地震,宝兴县位于芦山县西侧,受地震影响相对较严重。芦山地震灾区由于地处高山峡谷地貌,地质环境脆弱,新构造运动活跃,给地质灾害的产生提供了良好的发育环境^[2]。“4.20”地震该区地震烈度为Ⅶ度。

2.4 地层岩性

治理区仅出露第四系全新统(Q_4)、二叠系下统(P_1)、泥盆系上统(D_3)、上震旦系(Z_b)及元古代花岗岩($\gamma_{2(4)}$)。治理区山坡上部为灰岩,中部为白云岩,下部为花岗岩,普遍分布崩坡积层。

2.5 岩土物理力学性质(见表1)

表1 岩石物理力学性质指标建议值

岩土名称	天然容重/ ($kN \cdot m^{-3}$)	天然抗压强度/ MPa	饱和抗压强度/ MPa	抗拉强度/ MPa	粘聚力/ MPa	内摩擦角/ $\varphi/^\circ$	岩石与锚固体粘结强度特征值/ f_{ab}/kPa
灰岩 中风化	25.6	99.6	81.2	29.3	5.72	61.7	900
花岗岩 中风化	24.5	32.7	25.3	10.8	2.98	27.6	380

2.6 危岩破坏模式(见表2)

表2 危岩块体破坏模式统计

破坏模式	危岩块体编号
倾倒式	WBD-3
滑移式	W-1、W-2、W-3、W-4、W-5、W-6、W-7、WBD-2

2.7 危岩分布及形成机制

危岩位于东河侧斜坡坡顶,该危岩带位于斜坡顶部海拔1440~1550 m,相对高差约110 m,平均宽约90 m,整个危岩区立面上呈一近长方形,立面面积约10290 m²。灰岩陡壁距坡脚公路、居民区垂直高差约445 m,坡向131°~149°,平均坡度约80°,局部近直立。灰岩为硬质岩,中—厚层状结构,层面产状325° $\angle$ 10°,缓倾坡内。根据应力降低区(在坡面一定深度范围应力降低为拉应力区),其深度一般为坡高的0.1~0.5倍,岩体越坚硬其深度越大,就此推断该危岩带卸荷深度约20~45 m^[3]。

治理区因受龙门山断裂影响,灰岩节理发育,岩层缓倾坡内,发育两组竖向结构面,将岩体切割成块状。地貌上,治理区位于两河交汇处,三面临空,应力集中,卸荷强烈,且危岩区以陡壁形式存在,临空面较大,临空方向卸荷回弹强烈,致使原有裂缝张开,极不利于岩块稳定,见图3。

一方面,危石集中区岩土结构松散,前缘临空,在暴雨或地震作用下,危石极可能失稳。从坡口临空面,在暴雨影响下,该崩坡积层有发生崩落的痕迹。治理区山坡多处存在地震前形成的倒石堆,坡面分布大小危石,由于堆积体处于极限平衡状态,在地震时被振松,或降雨使其下部支撑作用的土体被冲刷携带走,导致块石失稳或欠稳定,形成落石或危石。另一方面,受WBD-3崩塌落石运动、铲削影响,原先埋入地表下的部分块石裸露出来,下部临空,形成新的危石(见图4),直接威胁坡脚居民及S210线。

3 工程方案论证及设计

3.1 工程方案论证

根据治理思路,针对本工程六区8处较大的危岩单体采取主动锚固措施进行治理,防止这些危岩单体发生大规模崩塌,其高效短时、效果显著、施工简便等优点,而受到广大建设方的喜欢和接纳^[4]。且危岩体顶部崩坡积层和下部斜坡坡面上存在大量



图3 危岩形成机制

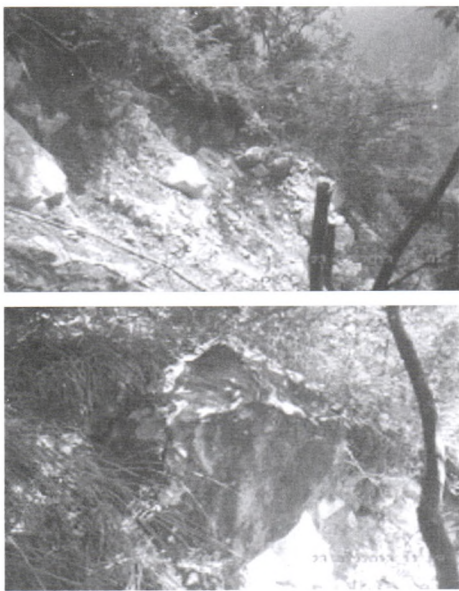


图4 坡面危石

的危石,在暴雨作用下随时可能启动而造成灾害,在坡体中下部应再设置被动拦截工程以达到拦截危岩小块体及坡顶、坡面危石的作用。鉴于“7.9”暴雨将原修建的 RXI - 200 型被动网大部分损坏,而且主要破坏在立柱上,被动网大部分未被冲破,而是立柱先被破坏带动整个被动网一起破坏,因此,除将 RXI - 300 型被动网在原有基础上增加钢轨障桩设计外对立柱也采取钢轨障桩进行保护,在其下部(坡体下部)再增设一道桩板拦石墙,起到拦截危岩小块体、坡顶及坡面危石的作用。本工程应急治理工程最终选取桩板拦石墙,被动防护网钢轨障桩和预应力锚索锚杆 3 种方案联合治理,高效短时,安全,为抗震救灾和灾后重建赢得了宝贵时间。WBD - 3 危岩单体发生崩塌后,应急治理工作量见表 3。

表 3 两河口电站移民小区崩塌施工图设计变更后工程措施(六区)

工 程 项 目	工程量/m ²	备 注
RXI - 100 型被动防护网	480	已施工完毕,运行良好
RXI - 200 型被动防护网	1338	已施工完毕,“7.9”暴雨遭毁灭性破坏,仅 30 m 长完好,除 30 m 长段完好继续使用外,其余毁坏段不再恢复
RXI - 300 型被动防护网	650	“7.9”暴雨前尚未施工,高度和长度均保持不变,继续完成施工
W - 1,W - 2,W - 3,W - 4,W - 5,W - 6,W - 7,WBD - 2 危岩体	新增	W - 3 危岩体采用 1032 mm 钢筋锚杆锚固,其余采用预应力锚索锚固
坡面危石清除	新增	现场编号 WS01 - WS08,共 8 块,共 59.3 m ³
桩板墙	新增	增加桩板墙长 121 m,有效高 4.5 m

3.2 预应力锚索锚杆

3.2.1 危岩体计算模型

危岩体的崩塌整个运动过程与崩塌体的力学特性、几何形状以及坡面岩体性质有关,因此,能否对

崩塌体的运动过程和危险程度进行合理的判断,涉及到对有效防护措施选择的难易程度^[5]。本治理工程主要危岩体 W-1、W-2、W-3、W-4、W-5、W-6、W-7、WBD-2,应用滑移式危岩模型进行设计(见图 5)。

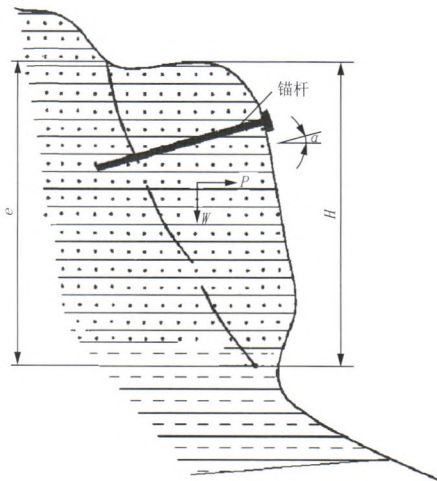


图 5 滑移式危岩锚固计算模型

3.2.2 危岩体锚固力和锚索根数计算

预应力锚索采用风动潜孔锤钻进方法钻进成孔^[6]。在基岩完整的陡壁上,使用独立锚墩锚索^[7]。治理后每个危岩体稳定系数 $K \geq 1.4$ 。

P_0 的计算式为:

$$P_0 = \frac{1}{B_1}(B_2W + B_3cH + B_4Q)$$

$$B_1 = \sin(\alpha + \beta) \tan \varphi + 1.4 \cos(\alpha + \beta)$$

$$B_2 = (1.4 + \mu \tan \varphi) \sin \beta + (1.4 - \mu \tan \varphi) \cos \beta$$

$$B_3 = -\frac{1}{\sin \beta}$$

$$B_4 = \tan \varphi$$

总锚固力:

$$P_{\text{总}} = P_0 L$$

式中: L ——危岩体长度,m; Q ——主控结构面的破裂部分承受的静水压力,kN; e ——主控结构面破裂部分平均深度,m,天然状态取 $(1/3)e$ 高, $Q = 2\gamma_w e^2 / (6 \sin \beta)$;暴雨状态取 $(2/3)e$ 高, $Q = 2\gamma_w e^2 / (9 \sin \beta)$; α ——锚杆(索)的倾角,(°); β ——危岩主控结构面的平均倾角,(°); W ——沿陡崖方向单位长度危岩体的重力,kN; P_0 ——沿陡崖走向单位长度危岩体所需锚杆或锚索的抗拔力,kN。

3.2.2.1 锚索(杆)根数

根据每孔锚索拉力设计值 P_t 和所选用的钢绞

线强度,可按下式计算每孔锚索钢绞线的根数 n ,锚固力和锚索根数计算见表 4。

$$n = \frac{F_{sl} P_t}{P_u}$$

式中: F_{sl} ——安全系数,本工程取 1.9; P_u ——锚固钢材极限张拉荷载,($\varnothing 15.2$ mm 钢绞线 1860 MPa),取 259 kN。

表 4 滑移式危岩锚索锚固力和锚索根数计算

编号	危岩高度 H/m	危岩长度 L/m	主控结构面倾角/(°)	等效粘聚力/ kPa	等效内摩擦角/(°)	锚索倾角/(°)	单孔设计锚固力/kN	锚索设计根数/根	每根钢绞线设计根数/根
W1	19.40	9.0	70	171.13	21.92	5	1500	9	11
W2	23.60	8.0	76	121.12	19.19	5	900	11	7
W4	29.80	9.0	74	132.75	19.39	5	900	21	7
WBD-2	25.30	10.0	83	125.61	19.19	5	1500	13	11
W5	18.60	8.0	79	86.25	18.61	5	800	8	6
W6	8.08	4.3	83	50.00	18.00	5	750	2	6
W7	12.00	5.0	79	217.90	21.81	5	150	3	11

滑移式危岩(W3)所需的锚杆数由下式计算,其结果参见表 5。

$$n \geq \frac{(B_2W + B_3cH + B_4Q)l}{\pi B_1 d l_m \tau_0}$$

式中: L ——危岩体长度,m; d ——锚杆(索)的直径,m; l_m ——锚杆(索)的锚固长度,是指位于主控结构面后部稳定岩体内的有效长度,m; τ_0 ——锚杆(索)锚固段砂浆与围岩之间的抗剪强度,kPa。

表 5 滑移式危岩体 W3 锚杆计算

编号	危岩高度 H/m	危岩长度 L/m	主控结构面倾角/(°)	等效粘聚力/ kPa	等效内摩擦角/(°)	砂浆与危岩抗剪强度/kPa	锚杆直径/mm	锚杆锚固长度/m	锚杆设计根数/根
W3	7.69	3.5	83	50	18	900	32	3.0	2

3.2.2.2 危岩体锚固力

由单位长度危岩体所需锚固力、锚索横向间距和纵向排数,可计算单孔锚索所需要的锚固力。

$$P_{\text{单}} = \frac{P_0 l_0}{n}$$

式中: L ——锚索横向间距; n ——锚索纵向排数。

3.2.3 锚索锚固长度计算

依据《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002)对锚索(杆)锚固长度进行计算^[8],结果见表 6 和表 7。

3.3 桩板式挡墙设计

表 6 锚索设计锁定值

危岩号	钢绞线型号	每孔钢绞线束数/束	设计锚固力/kN	锁定锚固力/kN	设计锚固深度/m
W1	15.2 mm(1×7 标准型)	11	1500	1200	4.0
W2	15.2 mm(1×7 标准型)	7	900	700	4.0
W4	15.2 mm(1×7 标准型)	7	900	700	4.0
WBD-2	15.2 mm(1×7 标准型)	11	1500	1200	4.0
WBD-3	15.2 mm(1×7 标准型)	6	750	600	4.0
W5	15.2 mm(1×7 标准型)	6	800	650	4.0
W6	15.2 mm(1×7 标准型)	6	750	600	4.0
W7	15.2 mm(1×7 标准型)	11	1500	1200	5.0

表 7 锚杆设计拉力(抗拔力)

危岩号	钢筋型号	钢筋根数/根	钢筋直径/mm	锚杆设计拉力/kN
W-3	HRB335 螺纹钢	1	32	100

治理区域还存在较小的危岩块体,方量在 0.3~3 m³之间,且危岩体顶部崩坡积层和下部斜坡坡面上存在大量危石,这些危岩小块体、危石在暴雨作用下随时可能启动造成毁灭性的灾害。坡面危石集中区见图 6。在坡体中下部(RXI-300 型被动网下部,RXI-200 型被动网上部)再设置被动拦挡工程以达到拦截危岩小块体及坡顶、坡面危石的作用。



图 6 坡面危石区

3.3.1 桩板拦石墙设计

因该区域山坡坡度平均达 35°,无明显的缓坡平台,故拦石墙结构形式定为桩板墙。桩板拦石墙布置于高程 1135 m 处,距原 RXI-200 型被动网上 10 m 处,有效拦石高度定为 4.5 m。

桩总长 17 m,嵌固段长 7 m,桩截面 1.0 m×

1.5 m,桩间距 4 m,板厚 0.5 m,板高 7 m。桩和板采用 C30 混凝土浇筑。单桩纵筋配置 18 根 Ø32 mm HRB400 螺纹钢。挡板需配置 Ø20 mm 纵向受力钢筋 28 根,间距 250 mm。

3.3.2 桩板拦石墙桩顶连梁设计

桩顶连梁截面为 1.0 m×1.0 m,内力按多跨(等跨)连续梁计算,根据《建筑结构静力计算手册》^[9]计算得到跨中正弯矩及剪力,进而求得需要的受拉纵筋配筋面积 2145 mm²,取钢筋直径 25 mm,共配置 5 根,实配面积为 2454.5 mm²。

3.3.3 桩板拦石墙墙后缓冲层设计

缓冲层顶厚 1.5 m,面坡坡率 1: 0.5,采用麻袋装土分层堆积,土料采用现场挖桩土料即可。

缓冲层外表面设置 30 cm 厚的 M10 浆砌片石护面,缓冲层后部根据地形适当开挖形成落石槽从而加大落石空间,落石槽底宽 2 m,开挖坡率 1: 1。桩板式挡墙结构整体设计见图 7。

3.4 钢轨障桩设计

暴雨中,被动网立柱受损严重,大部分被砸弯曲,立柱抗弯能力较弱。在立柱后方埋设废旧钢轨,形成障桩对立柱起保护作用。钢轨型号为铁路废旧重型钢轨(规格为 60 kg/m),轨高度 A=176 mm,轨底面宽度 B=150 mm,轨头面宽度 C=73 mm,轨腰厚度 D=16.5 mm。钢轨障桩高 4.5 m,基础埋深 1.5 m,每根障桩采用 3 根钢轨呈品字形连接,连接方式可通过焊接或者螺栓连接。障桩距立柱 2 m,并根据现场实际情况进行调整,共布置障桩 14 根。

4 结论

(1)在大量野外调查资料的基础上,分析了宝兴县两河口崩塌地质灾害分布特征及形成机理,从地形地貌、气象、水文地质、地质构造、岩土体性质等方面总结了宝兴县两河口崩塌危岩体成因机理。提出了该地区地质灾害的治理方案,有效地预防和减少了地质灾害的发生。

(2)宝兴县危岩体发育的内因受龙门山断裂影响,灰岩节理发育,发育两组竖向结构面,将岩体切割成块状。发育的主要原因为:治理区位于两河交汇处,三面临空,应力集中,卸荷强烈,且危岩区以陡壁形式存在,临空面较大,临空方向卸荷回弹强烈,危石集中区岩土结构松散,在地震和暴雨等外部应力作用下,形成危岩体。

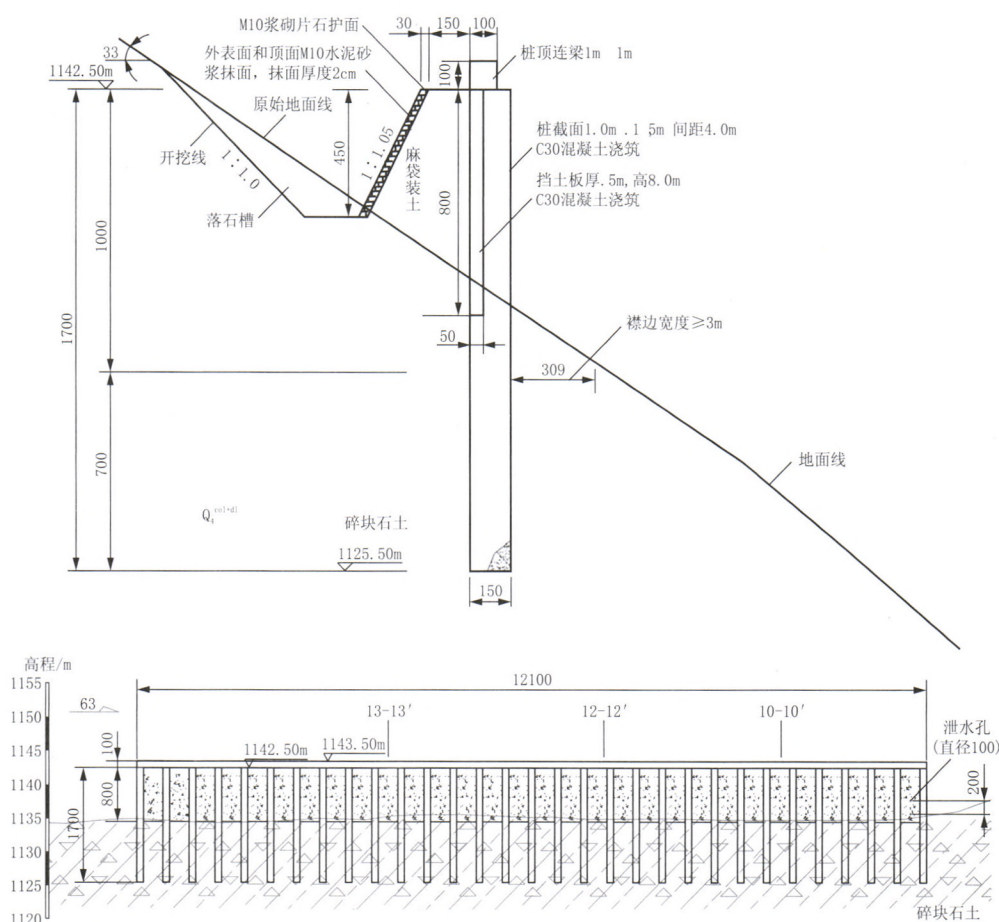


图7 桩板拦石墙结构整体设计图

(3)采用桩板式拦石墙、钢轨障桩和预应力锚杆锚索的综合治理方案。其中预应力锚索锚杆支护方案,充分调用岩体自身强度和承载能力,并大量节省土石方工作量,节约成本,缩短施工工期,且锚索锚杆加固崩塌单体能短时高效,为抗震救灾和灾后重建赢得宝贵时间,对今后的应急治理工程提供了借鉴。

参考文献:

- [1] 孙果梅,况明生,曲华,等.三峡库区武隆县地质灾害研究[J].防灾减灾工程学报,2005,25(2):173-177.
- [2] 王萌,何思明,张小刚. S210线芦山-宝兴段崩塌灾害危险性分析及防治对策建议[J].中国地质灾害与防治学报,2014,25(3):101-106.
- [3] 黄润秋,王士天,刘汉超,等.中国西南地壳浅表层动力学过程及其工程环境效应研究[M].四川成都:四川大学出版社,2001.
- [4] 谢武.采用锚杆技术治理膨胀土陡边坡的经验[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2014,41(10):67-68.
- [5] 魏云杰,张波,谢怀前,等.崩塌体运动的全过程模拟及工程应用研究[J].防灾减灾工程学报,2010,30(6):655-659.
- [6] 张丽红,王振福.黄陵矿业公司运煤专线边坡治理方案设计与施工[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2013,40(9):55-58.
- [7] 梁炯,许蛟,谢忠胜,等.平推滑坡式危岩崩塌诱因机制及防治措施[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2013,40(7):36-40.
- [8] GB 50330—2002,建筑边坡工程技术规范[S].
- [9] 编写组.建筑结构静力计算手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1998.