

大奔流沟料场高边坡变形破坏模式与稳定性分析

刘大显, 孙云志, 冉隆田, 淤汝山

(长江岩土工程总公司(武汉), 湖北 武汉 430010)

摘要:通过大量现场调查和地质编录资料分析,对开挖施工中的大奔流沟料场高边坡的变形破坏类型、破坏特征及变形破坏机制等进行了深入研究,认为其正面坡存在整体溃屈破坏和岩层滑移剪出破坏模式,南侧边坡存在压裂滑移剪出破坏模式及局部块体破坏模式。结合刚体极限平衡法的计算结果,对整个边坡稳定性进行了评价。分析结果对边坡的支护设计工作有一定的指导作用。

关键词:高边坡; 变形破坏模式; 刚体极限平衡法; 大奔流沟料场; 锦屏一级水电站

中图分类号: P642 **文献标志码:** A

1 地质概况

锦屏一级水电站大奔流沟料场开挖区是一高峻陡峭的自然岸坡。岸坡高程 2 130 m 以上坡度为 $65^\circ \sim 75^\circ$, 以下坡度为 $55^\circ \sim 65^\circ$ 。河床地面高程 1 620 m, 坡顶地面最大高程 2 480 m, 最大坡高 800 余米。

边坡出露岩性在 2 130 m 以上为 T_{2-3z} 层厚层块状大理岩, 以下主要为 $T_{2-3z}^{(1)}$ 层, 总厚 177.66 m, 按岩性可分为 9 小层, 其中 1、3、5、7、9 小层为中-厚层砂岩, 2、4、6、8 小层为薄-极薄层砂岩夹板岩。该区构造属三滩倒转向斜之南东翼(正常翼), 岩层总体走向 $350^\circ \sim 30^\circ$, 倾向 SE, 倾角 $64^\circ \sim 72^\circ$ 。断层、裂隙走向 NNE 组与边坡走向近于平行, 总体倾向山里偏下游, 倾角 $20^\circ \sim 30^\circ$ 居多。走向 NEE 组和 NWW 组断层与边坡大角度斜交, 倾角倾向上游或下游, 倾角 $70^\circ \sim 85^\circ$ 。之外, 坡体中还发育少量倾向坡外, 倾角 $5^\circ \sim 10^\circ$ 的裂隙。层间错动面主要发育在薄-极薄层砂岩夹板岩内, 多属层间剪切破碎(II类)层, 分带性不明显, 不连续, 板岩呈片状, 局部呈鳞片状, 但在 $T_{2-3z}^{(1)}$ 层底部发育的 J301、J302 层间剪切夹泥层(I类)一般厚 5~30 cm, 最厚达 15~55 cm, 厚度较稳定, 连续性好。

2 设计开挖边坡基本情况

大奔流沟料场设计开挖边坡位于该边坡中下部高

程 2 183~1 670 m 段, 最大坡高 513 m。开挖边坡平面呈近南北展布的“L”形, 顺河全长为 580 m, 纵宽 350~400 m。西侧开挖边坡走向 24° , 与岩层走向夹角约 $5^\circ \sim 10^\circ$, 为顺向坡开挖。南侧开挖边坡走向约为 332° , 与岩层走向夹角约 54° , 为侧向坡开挖。开挖坡比除西侧坡高程 2 120 m 以上为 1:0.35 的直通层面坡, 侧向坡高程 1 895 m 以上为 1:0.5 的直通坡外, 以下地形呈阶梯状, 即每 15 m 坡高留一宽 2~3 m 的马道。单级开挖坡比: 正面坡高程 2 105~1 895 m 段为 1:0.35, 侧向坡比 1:0.3。

3 边坡破坏模式分析

3.1 西侧边坡整体变形破坏模式

3.1.1 溃屈折断变形破坏

边坡开挖后, 将倾角 $50^\circ \sim 55^\circ$ 的自然边坡改造成单级坡角 71° 、综合坡角 64° 左右的人工边坡, 综合开挖坡角与岩层真倾角相当。

开挖边坡砂岩层厚 5~30 cm 不等, 相对于坡高可视为薄板。当边坡开挖后, 层状岩层临空, 层状岩层沿层面蠕滑, 边坡岩层在下部受阻时, 边坡中下部可能会出现鼓起、拉裂、脱层, 当鼓起、拉裂、脱层等部位的拉应力超过岩石的抗拉强度时, 岩层折断, 引起边坡岩体溃屈整体破坏。

这种破坏与岩层的层厚、抗拉强度、层面的抗剪强度关系密切,而且距离坡面越近的岩层,单层岩层临空高度越高,岩层的开挖卸荷越强,沿层的松弛越大,单层受力增大,岩体的抗拉强度越低,产生溃屈的可能性越大。可见这种溃屈折断破坏不仅易发生在临空坡面,还有可能发生在一定水平埋深的砂岩中,这是由于边坡岩体为软硬相间结构,加之下部开挖引起坡脚岩体强度削弱,从而有利于这种破坏变形的发展^[1-8]。

3.1.2 岩层滑移剪出破坏

当边坡开挖至一定高度,坡脚将会因剪应力集中而沿某一缓倾(或近水平)结构面产生追踪式剪出破坏,进而引起上部岩体整体顺层滑移剪出破坏。

料场边坡区裂隙统计表明,边坡岩体小于 30° 缓倾角的裂隙有 98 条,占统计总条数的 12.9%,其中倾向坡外微倾下游或上游的缓倾角裂隙 14 条,占统计总条数的 1.85%。虽倾向坡外缓倾角裂隙发育较少,但对边坡整体剪出变形破坏起关键作用。这种变形破坏形式与边坡临空高度、层间错动面的抗剪强度和裂隙结构面连续性、岩体抗剪断强度有关,即边坡临空高度越大、层间错动带与裂隙结构面抗剪强度越低、贯通性越好,产生这种破坏的可能性越大。

3.1.3 边坡开挖切脚破坏

料场边坡单级开挖坡角 71°,每级边坡留有宽 2~3 m 的马道,综合坡角 64°左右。从开挖边坡地质编录与地质调查可知,料场边坡高程 1 910 m 以上岩层倾角多为 68°~71°,以下岩层倾角多为 64°~68°,局部可达 69°~71°。由于其边坡的综合坡角与岩层倾角相当,总体看来,从上至下发生多级边坡切脚的可能性不大。但边坡单层开挖坡角大多与岩层倾角相当,或局部略大于岩层倾角,因此高程 1 910 m 以下的单层边坡开挖时局部存在单层边坡发生顺层滑塌的可能。控制这一类型边坡破坏的最有效办法是放缓开挖坡比,从目前开挖揭示的岩层倾角看,高程 1 865 m 及以下岩层倾角总体在 64°~68°,因此开挖坡比按综合坡比 1:0.5(63.5°)比较合适,完全可以避免这一类整体破坏的发生。

3.2 西侧顺向边坡局部破坏模式

边坡局部变形破坏主要是裂隙性结构面与断层及岩层层间的组合块体。坡体中走向 NEE 组和走向 NWW 组两组裂隙或断层结构面最发育,部分裂隙充填。上述结构面与边坡大角度相交;走向 NW 组 300°~330°和走向 NE 组 30°~60°发育程度次之。

图 1、图 2 是西侧开挖边坡不利结构面赤平极射投影图和随机组合不利稳定块体结构示意图。由图可

见该段边坡的不利组合块体主要是裂隙 1 与裂隙 2、3、5 和裂隙 2 与裂隙 3、5 及层面间的组合,结构产状统计见表 1,不利结构面组合交线产状统计见表 2。这种块体一般规模不大,只有当长大裂隙与层面组合时才有可能形成较大规模。如 2011 年 3 月 23 日发生在桩号 0+143 处、高程 1 955~1 940 m 段的塌方,此次塌方引起高程 1 975 m 以下部分悬空岩体变形,至 4 月中旬岩体变形又逐渐向上部发展至高程 1 985 m,后经深层支护处理,边坡变形基本稳定。此次规模塌方的主要原因是岩层走向与边坡走向有 24° 的夹角,岩层层面与一长大裂隙 T60(走向 65°~70°、倾向 SE,倾角 68°~73°)形成的不稳块体组合交线(倾角 65°,小于开挖边坡倾角 71°)在 1 940 m 高程坡面出露临空所致。

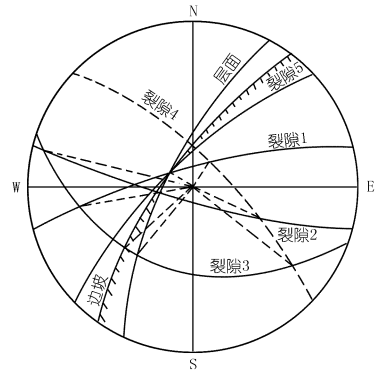


图 1 西侧边坡结构面赤平极射投影

表 1 西侧边坡结构面产状统计

结构面编号	倾向/(°)	倾角/(°)
裂隙 1	165	75
裂隙 2	15	80
裂隙 3	20	35
裂隙 4	225	70
裂隙	135	70
层面	115	70
边坡	125	70

表 2 西侧边坡不利结构面组合交线产状统计

结构面交线	倾向/(°)	倾角/(°)
裂隙 1 与裂隙 2	93	49
裂隙 1 与裂隙 3	80	19
裂隙 1 与裂隙 5	120	69
裂隙 2 与裂隙 3	86	4
裂隙 2 与裂隙 5	86	61
裂隙 3 与裂隙 5	57	29
裂隙 4 与层面	170	58
裂隙 6 与层面	125	70

3.3 南侧边坡破坏模式

南侧边坡为侧向边坡,边坡走向 332°,倾向 NE°,

与岩层走向夹角约 54°。坡体中无长大顺坡中缓倾结构面发育,同时由于岩层面的侧向切割限制,该边坡发生整体滑出破坏的可能性不大。但 NEE 组长大结构面与层间破碎带或层面构成较大规模块体。分析南侧边坡的破坏模式主要存在压裂滑移剪出破坏与裂隙性结构面局部组合块体破坏两种形式。

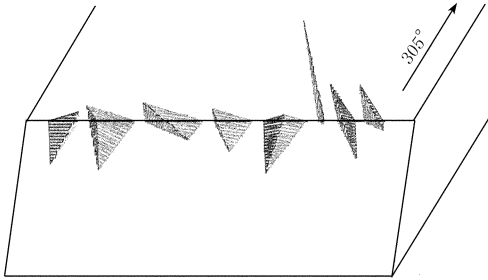


图 2 西侧边坡结构面组合不利稳定块体结构示意图

3.3.1 边坡压裂滑移剪出破坏

这种破坏模式主要是以走向 NEE 组长大结构面和陡倾层间剪切带为侧向切割面组合形成上下大小不利稳定块体,下部某个部位岩体因强卸荷风化破碎,加之两侧结构面均充填黏土,抗剪强度的低下,造成上部岩体全部压在下部强度不高的岩体之上,进而使得下部岩体被压裂破碎,导致上部大型块体岩柱沿破碎岩体或外倾结构面滑移挤出变形破坏。如 2011 年 7 月 4 日发生在桩号 0 + 200 ~ 0 + 157、高程 1 985 ~ 1 925 m 段的垮塌就属此例。此次垮塌块体是由走向 75°、倾向 SE,倾角 65° ~ 80° 的长大裂隙 T40 和 J312 层间错动面组合夹持形成的倒四面体。塌方体高 90 m,顺坡宽 27 ~ 30 m,坡顶最大纵深 27.44 m,总体积 4 100 m³。由于 T40 长大裂隙的确定性,其向下发育可能性较大,因此该种破坏模式在南侧边坡向下开挖中仍然可能发生。

3.3.2 局部结构面组合块体破坏

图 3 ~ 5 是南侧开挖边坡不利结构面赤平极射投影图和随机组合不利稳定块体结构示意图。由图可见,裂隙 1、3、4 组结构面与层间剪切带或层面及裂隙 5 构成的不稳定块体,交线倾角较陡,块体稳定性差。裂隙 2 组结构面与层间剪切带或层面及裂隙 5 构成的不稳定块体,交线倾角相对较缓,构成的不稳定块体规模大,块体稳定性较差。结构面产状统计见表 3,不利结构面组合交线产状统计见表 4。

从开挖结果与地质编录情况看,南侧坡从临江自然边坡向内 60 ~ 80 m 范围内,岩体中外倾(倾向 30° ~ 55°、倾角 25° ~ 55° 的中缓倾角)结构面发育,对边坡稳定十分不利,且有 NEE 组长大结构面斜切边坡,切割深度较大,加之这一带岩体处于边坡外缘,岩体卸荷较强烈,岩体完整性差,发生较大规模块体破坏的可

能性较大,应加强支护。

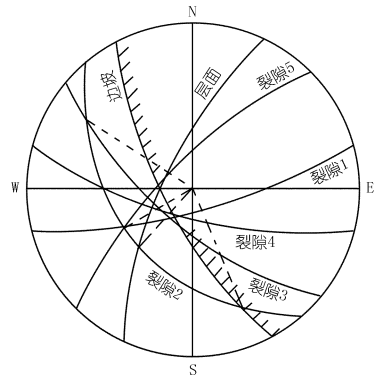


图 3 南侧边坡结构面赤平极射投影

表 3 南侧边坡结构面产状统计

结构面编号	倾向/(°)	倾角/(°)
裂隙 1	345	75
裂隙 2	50	40
裂隙 3	40	65
裂隙 4	15	70
裂隙 5	135	70
层面	115	70
边坡	62	70

表 4 南侧边坡不利结构面组合交线产状统计

结构面交线	倾向/(°)	倾角/(°)
裂隙 1 与裂隙 2	62	39
裂隙 1 与裂隙 3	40	65
裂隙 1 与裂隙 5	62	39
裂隙 1 与层面	54	53
裂隙 2 与裂隙 3	124	13
裂隙 2 与裂隙 4	92	32
裂隙 2 与裂隙 5	62	39
裂隙 2 与层面	43	40
裂隙 3 与裂隙 4	57	64
裂隙 3 与裂隙 5	81	58
裂隙 3 与层面	68	62
裂隙 4 与裂隙 5	75	54
裂隙 4 与层面	65	60

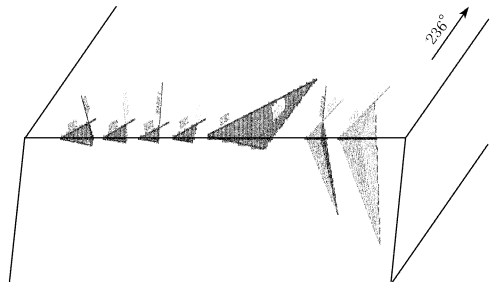


图 4 南侧边坡结构面组合单面滑移块体结构示意图

4 边坡稳定性分析

4.1 计算模型概化

以 2 - 2'、5 - 5' 剖面为西侧边坡的典型剖面,8 -

8'剖面为南侧边坡典型剖面,采用刚体极限平衡法进行边坡稳定性分析。结合岩层倾角、软弱夹层、岩体结构面分布特征及边坡已开挖及待开挖方案,边坡共有 4 类潜在滑动面。

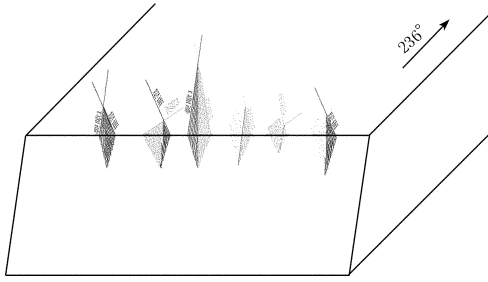


图 5 南侧边坡结构面组合双面滑移块体结构示意图

(1) 层间错动带,其中尤以 T_{2-3z}^2 大理岩与 T_{2-3z}^3 变质砂岩分界处的 J301 与 J302 层间错动带(软弱夹层)为后缘滑面。

(2) 边坡岩体中普遍存在的倾向坡内的缓倾角结构面,倾角在 $3^\circ \sim 40^\circ$ 之间,以倾向 $230^\circ \sim 290^\circ$ 、倾角 $15^\circ \sim 35^\circ$ 和倾向 $315^\circ \sim 338^\circ$ 、倾角 $16^\circ \sim 29^\circ$ 的两组内倾结构面为潜在底滑面。

(3) 剪断面。由于边坡坡角较陡且存在高度罕见的顺层高边坡,开挖完成后 J301 软弱夹层距坡面的最短距离仅有 70 m 左右,边坡存在因上部岩体传递下来的压力过大、边坡下部岩体沿某一最不利面剪断形成滑移剪出破坏的可能性。又因剪断面的位置及倾角未知,故需在 $0^\circ \sim 45^\circ$ 间采用插入法搜索最不利滑面,确定其倾角。

(4) 楔形体组合滑动面。以南侧边坡 J312 层间错动带(产状 $117^\circ \angle 71^\circ$)与陡倾的 T40 长大结构面(产状 $160^\circ \angle 75^\circ$)的组合面垮塌为例,在高程 1 880 m 平台以下该组合面仍然存在,且发育有一组外倾缓倾结构面(产状 $50^\circ \angle 40^\circ$),存在形成楔形体滑动的可能。

将边坡潜在的滑动情况分为以下 3 种组合方式:

(1) 上部沿 T_{2-3z}^2 大理岩与 T_{2-3z}^3 变质砂岩分界的 J301 夹层滑动,中下部沿内倾缓倾角结构面剪出。

(2) 上部沿 T_{2-3z}^2 大理岩与 T_{2-3z}^3 变质砂岩分界的 J301 夹层滑动,中下部沿边坡岩体最不利抗剪角度剪断。

(3) 南侧边坡 J312 软弱夹层(产状 $117^\circ \angle 71^\circ$)与陡倾的 T40 长大裂隙(产状 $160^\circ \angle 75^\circ$)、缓倾结构面(产状 $50^\circ \angle 40^\circ$)形成的楔形不稳定块体滑动。

4.2 平面刚体极限平衡计算

图 6 是以 2-2'剖面、5-5'剖面、8-8'剖面为例,给出的底滑面为 0° 时的概化图,实际计算中需根据不

同角度的底滑面计算结果对最不利滑动面进行搜索,以确定各剖面最不利状态下的稳定性系数。考虑到边坡开挖后可能遇到的情况,采取以下计算工况:正常工况、短暂工况(暴雨作用)和偶然工况(暴雨+地震作用)。计算结果见表 5~7。

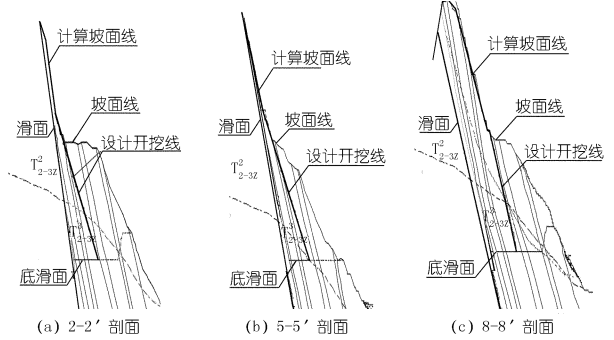


图 6 剖面概化示意(底滑面 0°)

表 5 2-2'剖面稳定性计算结果

滑面组合	底滑面角度	工况 1	工况 2	工况 3
1	-15°	>10		
2	0°	4.00	3.57	2.72
	20°	1.83	1.62	1.32
	30°	1.50	1.31	1.06
	35°	1.41	1.23	0.99
	40°	1.40	1.21	0.97
	45°	1.46	1.26	1.003
	最不利角度 38°	1.39	1.21	0.97

表 6 5-5'剖面稳定性计算结果

滑面组合	底滑面角度	工况 1	工况 2	工况 3
1	-15°	>10		
2	最不利角度 38°	1.78	1.54	1.20

表 7 8-8'剖面稳定性计算结果

滑面组合	底滑面角度	工况 1	工况 2	工况 3
1	-10°	3.38	3.02	2.03
2	最不利角度 41°	1.26	1.10	0.82

4.3 南侧边坡楔形体计算

南侧边坡坡面倾向 62° ,综合坡角 63° ,自高程 1 895 m 平台至高程 1 700 m 地面高差 195 m。存在 J312 层间剪切破碎带(产状 $117^\circ \angle 71^\circ$)及陡倾的 T40 裂隙面(产状 $160^\circ \angle 75^\circ$),且发育有一组外倾缓倾结构面(产状 $50^\circ \angle 40^\circ$)(1 895 m 以下发育部位未知)。坡面、J312 剪切带、T40 裂隙构成楔形体,同时楔形体底部可能被外倾缓倾结构面切割,降低其稳定性。据此采用 slopeblock 边坡块体计算软件进行计算。各结构面计算参数按表 1 取值。模型高 195 m(即高程 1 895 m 平台至高程 1 700 m 平台),由于软件无法设

置 3 级以上的马道,故坡面取综合坡比 1:0.5(63°)。缓倾裂隙(产状 50°∠40°)具体位置未知,本次计算取距坡脚 50 m 高差位置(图 7),计算结果见表 8。

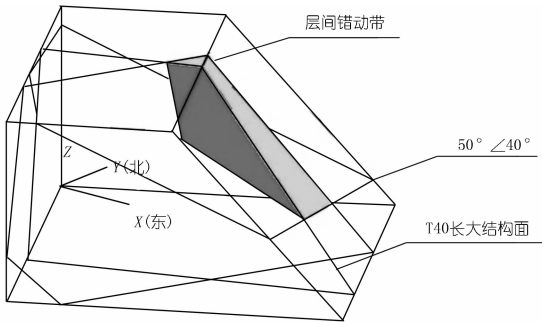


图 7 南侧坡楔形体模型

表 8 南侧坡楔形体计算结果

体积/m ³	下滑力/t	摩擦力/t	黏滞力/t	稳定系数
91300.63	159041.53	123087.62	29133.93	0.96

4.4 结果分析

计算结果表明,边坡在天然状态下处于整体稳定状态,其中 5-5'剖面的稳定性高于 2-2'和 8-8'剖面,这是因为边坡的 T_{2-3z} 砂岩自上游向下游逐渐变薄,下部抗剪断的砂岩岩体的厚度也逐渐变薄,因此稳定性自上游向下游逐渐降低。8-8'剖面的稳定性较低的原因是平面刚体极限平衡法是将三维边坡视为二维平面模型加以计算,未考虑南侧边坡岩体的层面与坡面呈斜交,实际滑面与计算滑面并不一致,8-8'剖面平面模型的上部砂岩岩体较厚,导致计算下滑力较大,因此稳定性计算结果较低。

从 3 个剖面的计算结果来看,降雨和地震对边坡稳定性的影响极大。由于该边坡为岩质边坡,坡面及层面倾角均较陡,且因为交通洞和施工支洞密集分布,地下水的排泄条件良好,因此天然状态下的计算未考虑地下水的因素。但暴雨后由于地下水的疏干需要一个过程,边坡中会产生短暂积水,积水会降低边坡岩体的物理力学参数,因此边坡稳定性的下降幅度较大,降幅达 13% 左右(下降 0.16~0.24)。地震因素对边坡稳定性的影响因素非常大,从计算结果可以看出,在暴雨叠加烈度为Ⅷ度的地震力作用下,边坡稳定性系数降幅超过 30%,其中 2-2'剖面与 8-8'剖面的稳定性系数均小于 1,边坡失稳破坏。

南侧边坡坡面倾向 62°,综合坡角 63°,存在由 J312 层间错动带(产状 117°∠71°)与陡倾的 T40 结构面(产状 160°∠75°)、外倾缓倾结构面(产状 50°∠40°)组合而成的不稳定楔形体,计算得天然状态下楔形体稳定性系数为 0.96。由于 T40 结构面为近直立的陡倾结构面,倾角在 75°~-75°之间变化,外倾

缓倾结构面(产状 50°∠40°)连续性较差,且倾角在一定范围内变化,边坡坡面按 15 m 高、3 m 宽保留了多级马道,因此该楔形体的实际稳定性应比计算结果略高,但计算结果反映了该楔形体为潜在不稳定状态,一旦发生降雨或地震,该楔形体发生失稳滑动的可能性大。

5 结论

(1) 总体上,西侧边坡失稳模式主要包含溃屈折断变形破坏、岩层滑移剪出破坏,边坡开挖切脚破坏;南侧边坡主要是压裂滑移剪出破坏。

(2) 地质编录成果和计算分析表明,边坡的稳定性主要受控于开挖边坡下部岩体的完整性及岩体结构特征、层间剪切软弱夹层和岩层层面的抗剪强度、边坡的开挖高度等。当开挖边坡下部岩体内层间剪切软弱夹层和层面的强度参数降低或层状边坡岩层的高度增大时,将导致边坡安全系数降低。

(3) 南侧斜向边坡的岩层层面与坡面斜交,发生整体滑移剪出破坏的可能性较小,但由于边坡岩体存在与边坡坡面大角度斜交的陡倾长大裂隙及层间剪切带,且边坡中下部有顺坡向的缓倾角结构面发育,形成规模较大的楔形体。计算结果反映了该楔形体在天然工况下接近极限平衡状态,一旦发生降雨或地震,该楔形体发生失稳滑动的可能性极大,而边坡开挖过程中的卸荷回弹作用及爆破振动会导致岩体和结构面的卸荷松弛,岩体质量下降,结构面参数降低,增加了发生块体破坏和压裂滑移剪出破坏的可能性。建议采取有针对性的支护措施,加强施工地质和变形监测工作,以确保边坡的安全运行。

参考文献:

- [1] 石豫川,冯文凯,刘汉超.某水电站高边坡变形破坏模式及机制分析[J].西南交通大学学报,2004,39(5).
- [2] 沈凤生,冀春楼,李斌,等.小浪底高边坡稳定分析研究[J].岩土工程学报,1998,20(2).
- [3] 杜成斌.百色水电站高边坡日控模拟及浪定性分析[J].中国农村水利水电,2002,(3):49-52.
- [4] 黄润秋.岩石高边坡发育的动力过程及其稳定性控制[J].岩石力学与工程学报,2008,27(8).
- [5] 谷拴成,张士兵. ANSYS 在高边坡危岩稳定性分析中的应用[J].西安科技学院学报,2003,23(4).
- [6] 沈明荣.岩体力学[M].上海:同济大学出版社,2006.
- [7] 张倬元.工程地质分析原理[M].北京:地质出版社,2005.
- [8] 刘大显.清江隔河岩水利枢纽导流隧洞出口高边坡解体破坏机制分析[J].人民长江,1992,(8).

(编辑:赵凤超)

边坡已处临界状态。锚索锚固力持续增加主要是因开挖砂、板坡面岩体存在有下坐变形运动趋势所致。引起这种变形趋势的主要原因有:① 陡倾砂板岩层中层间错动面发育,特别是位于 $T_{2-3z}^{3(1)}$ 底部的 J301、J302 层间错动夹泥层强度低,上部岩体自重力更容易下传;② 边坡挖至 1 940 m 高程后,砂、板岩坡面临空高达 150 余米,最大厚度不过 20 m,而 1 940 ~ 2 010 m 高程段大面积无锚索处理坡面岩体受力状态改变,即由原来的三维应力转变成了二维应力状态,造成这种裂隙性岩体整体强度有所减弱,加之后期开挖卸荷松弛变形,为上部砂、板岩体的下坐变形提供了有利条件;③ 无锚索区坡内反倾断层较发育所致,也不排除“尖塞”效应的作用结果。至于后期为何锚索锚固力又逐渐收敛并稳定,主要是随着预应力锚索的完成,一方面削弱了坡面岩体的下滑力,另一方面锚索预应力作用改变了坡面岩体的受力状态,提高了岩体的整体强度。

5 结论

(1) 锚索锚固力持续增加主要是因开挖砂、板坡面岩体造成下坐变形运动趋势所致。引起这种下坐变形运动趋势主要是因下部大面积无锚索处理,坡面岩体整体强度减弱,致使岩体的抗压强度临近临界状态,继而引起上部岩体产生沿层下滑变形趋势。

(2) 后期锚索锚固力又逐渐收敛并稳定,主要是随着预应力锚索的完成,减弱了坡面岩体的下滑力,同时提高了岩体的整体强度。

参考文献:

- [1] 沈明荣. 岩体力学[M]. 上海:同济大学出版社,2006.
[2] 刘大显. 清江隔河岩水利枢纽导流隧洞出口高边坡解体破坏机制分析[J]. 人民长江,1992(8).

(编辑:赵凤超)

Analysis on cause of anchoring force increment of anchor cable in high slope at Dabenliugou quarry

LIU Daxian, SUN Yunzhi, SHAN Shuo

(Changjiang Geotechnical Engineering Corporation (Wuhan), Wuhan 430010, China)

Abstract: The artificial slope at Dabenliugou quarry of Jinping I Hydropower Station is the highest slope among the hydropower stations under construction in China, with the designed height of 513 m. In order to ensure its stability, the supporting measures such as systematic anchoring bolts, prestressed anchor cable and anchoring concrete spray with wire mesh are adopted for the slope surface. During February to July, 2011, the anchoring force of prestressed anchor cable at the elevation of 2010 m was found to increase continuously in large area, accompanied by local deformation and failures. Combining with engineering geological conditions at the slope, the causes were analyzed using engineering mechanics and geotechnical mechanics. It showed that the cause of anchoring force increment was a result of downward excavated deformation of slope that was consisted of sand rock and slate rock. After reinforcement measures were adopted, the anchoring force tends to stable.

Key words: high side slope; prestressed anchor cable; anchoring force; Dabenliugou quarry; Jinping I Hydropower Station

(上接第 12 页)

Analysis on deformation failure mode and stability of high slope at Dabenliugou quarry

LIU Daxian, SUN Yunzhi, RAN Longtian, YU Rushan

(Changjiang Geotechnical Engineering Corporation (Wuhan), Wuhan 430010, China)

Abstract: Through analysis of massive in-situ investigation and geological logging data, the deformation and failure mode, failure characteristics and deformation failure mechanism of the high slope at Dabenliugou quarry under excavation construction are researched. It is shown that the failure mode of the front slope are integrated buckling failure and shear-slip failure mode, and the failure mode of south side slope are fractured shear slip and local blocks failure. Combining with the calculation results of rigid body limit equilibrium method, the stability of the whole slope is evaluated.

Key words: high slope; deformation and failure mode; rigid body limit equilibrium method; Dabenliugou quarry; Jinping I Hydropower Station