

文章编号:1674-2869(2011)10-0042-07

高陡顺向岩质人工边坡治理研究

郭志明

(武汉工程大学环境与城市建设学院,湖北 武汉 430074)

摘要:在工程地质评价基础上,应用数学力学模拟方法进行切坡稳定性定量评价.结合切坡特点,对深层结构面采用推力传递系数法进行稳定性计算,基本荷载仅考虑岩体自重,组合荷载包括重力、静水(渗水)压力和地震力的组合作用.该切坡是由破碎岩体的块状多次多向块体滑移与深层层面滑移结合的破坏模式.考虑局部滑移与整体滑动的危险,暴雨与风化作用下,边坡变形破坏可能进一步发育,提出预应力锚索+地梁的措施进行治理是合适的.

关键词:锚固技术;人工高边坡;岩体;顺向坡;稳定性系数;应用研究

中图分类号:TU432

文献标识码:A

doi:10.3969/j.issn.1674-2869.2011.10.010

0 引言

峡口码头高切坡位于香溪河左岸、高岚河大桥以南的码头一带,系香溪河左岸斜坡,高切坡主要由三叠系嘉陵江组灰岩、巴东组泥灰岩、侏罗系香溪组长石石英砂岩、粉砂岩组成.高切坡现场调查坡长 120 m,切坡面积 5 600 m².峡口码头高切坡坡高一般 10~30 m,最高 38 m,主要为层状岩体组成的岩质顺向人工边坡.

切坡治理前裂隙较发育,据统计有两组裂隙延伸长、密度较大:

①组 60~80°/50°,裂隙面较平直光滑,延展性较好,隙宽 1~3 mm,无充填物,密度 3 条/m.裂隙走向与切坡走向夹角 40~60°,倾向坡内.

②组 170~200°/45°,裂隙面较光滑,延展性稍差,隙宽 1~3 mm,密度 2 条/m.裂隙走向与切坡走向夹角 50~80°,倾向坡外.

第①组裂隙组延伸较长,裂面较为平整光滑,在剖面上第①组裂隙切割第②组裂隙.两组裂隙隙宽小、无充填及夹泥现象,即无胶结的硬性结构面,当高切坡开挖切穿粉砂岩层面时,层面和裂面组合的块体多顺层产生滑移,尤其切穿至较软的泥质粉砂岩时,则会产生较大规模的滑移^[1].

峡口码头一带原系香溪河左岸斜坡,斜坡的走向近南北、倾向西.在自然状态下,临河斜坡坡顶高程 800 m 左右,香溪河底高程 117~120 m,自然状态下斜坡坡度 30~45°,在临高岚河出口地带达 50°以上.峡口镇码头规划在狭长的斜坡地带,

地面高程 177~188 m.香溪河是调查区最大的地表水系,流域面积约 3 000 km²,多年平均流量 65.5 m³/s,历史最大洪峰流量 3 920 m³/s(1975 年 7 月 3 日),最枯流量 7.73 m³/s,平均坡降 14.2‰,属于由降雨补给的山溪性河流,集流时间短、汇流快,致使洪水暴涨暴落,一次洪水过程 2~3 天,涨洪历时仅几小时,洪峰流量持续时间一般在 1 天以内.大洪水期间,河流两岸洪涝灾害较为严重.

组成高切坡岩性为中层~厚层长石石英砂岩、泥质粉砂岩,岩层产状 280~285°/35~43°,层面倾向与切坡坡面倾向基本一致,为顺层面坡.

1 边坡破坏模式分析

峡口码头是人工开挖形成的工程岩体.从其结构面与产状来看,因为节理与裂隙发育与水的侵蚀,开挖之后,不同倾向及倾角的分割面切割,形成局部岩块上陡下缓或顺层结构面的复杂组合.坡体原有平衡体系被破坏,原始地应力场扰动加大,岩体应力进行重新分布,在临空面附近的应力场发生较大,卸荷作用、以及开挖出现的裂隙在风化与雨水侵蚀作用在岩体内部调整转移,大小不同的结构面各向异性作用,使岩体质量劣化,形成多层块体滑移与切脚形成的深层滑移的复杂局面.从滑动面的抗剪强度与结构面的成因和力学特性来看,张性、压性与扭性断裂面复杂组合的共同作用导致本切坡的结构面稳定性极其复杂.中层~厚层长石石英砂岩、泥质粉砂岩,与延伸较长

收稿日期:2011-08-17

作者简介:郭志明(1965-),男,湖北武穴人,博士研究生.研究方向:地质灾害防治技术与经济管理理论教学与研究.

的第①组裂隙组以及倾向坡外的第②组裂隙,岩层与裂面组合的结构面组合形成硬性结构面不稳定的块体,当开挖切穿粉砂岩层面时,形成本切坡层面和裂面组合的块体.从该高切坡的地质结构和已变形破坏形式来说,高切坡已经或将会发生多次多向的块状滑移,可能进一步发育为深层整体滑移的变形模式^[2-5].

2 稳定性计算

高切坡稳定性评价,是在工程地质评价基础上,应用数学力学等模拟方法进行定量评价其稳定性.潜在滑面的确定、选定计算剖面、拟定计算工况和方案,确定计算参数是稳定性评价的基本内容.

2.1 计算方法

稳定性计算方法很多,常见的有剩余推力和 Sarma 法.剩余推力法在计算滑坡推力和稳定性时,在主滑面进行条块分割,不计算侧向摩擦力和滑体自身挤压力,滑面或破裂面分别按整体折线滑动,计算滑坡推力与阻力,求解稳定性系数. Sarma 法是 Sarma 博士提出的^[6],其假设岩土体是沿一个理想的平面圆弧进行滑动破坏模式,并在工程中广泛应用,它是考虑滑体强度的边坡极限平衡分析方法.本切坡先破坏成多块相对滑动的块体,因切坡开挖切脚,已经或将要发生多次岩块滑移,可能存在多层多个滑动面,并可发育为深层滑移.对深层结构面采用推力传递系数法进行计算,基本荷载仅考虑岩体自重,组合荷载包括重力、静水(渗水)压力和地震力的组合作用.其稳定性系数计算^[6-9]公式为:

$$P_i = (W_i \sin \alpha_i - K_c \cos \alpha_i) + (PW_{i-1} - PW_i) \sin \alpha_i + E_{i-1} \cos (\alpha_i - 1 - \alpha_i) + PD_i \cos \beta_i - [W_i \cos \alpha_i - K_c W_i \sin \alpha_i - (PW_{i-1} - PW_i) \cos \alpha_i - U_i + E_i - L_i \sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i) - PD_i \sin \beta_i] tg \varphi_i + C_i L_i \tag{1}$$

$$K = \frac{T_n}{N_n} \tag{2}$$

$$\Psi_i = \cos (\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi'_i}{K} \tag{3}$$

式(1)(2)(3)中: P_i 为第 i 块滑体剩余推力; W_i 为垂直荷载,包括土条自重和其上部的建筑荷载,其中,自重可将其分为两部分,地下水位以上用湿容重计算,设为 W_{i1} ,地下水位以下用饱和容重计算,设为 W_{i2} ; U_i 为剪切面上的孔隙水压力的合力,与剪切面正交; PD_i 为第 i 条块的动水压力; φ'_i 、 φ' 为剪切面抗剪强度(有效应力指标); L_i 为土条底面长度; α_i 为土条底面倾角; K 为安全系数.求解安全系数 K 的条件是 $P_n = 0$; β_i 为第 i 条块所作用动水压力与滑动面之间的夹角.

2.2 计算工况及安全系数

考虑高切坡区域可能遇到的各类情况,特别是最危险的情况,由于区内基本地震烈度为 6 度,可不考虑地震的影响,故综合确定以下两种计算工况:工况一,天然(自重)状态;工况二,自重+暴雨.本高切坡的安全等级为二级,根据《建筑边坡工程技术规范》规定,采用折线滑动法计算,边坡稳定安全系数取 1.30.

2.3 典型剖面的选择与潜在滑面的确定

在现场调查和工程地质资料^[2]分析基础上,选取代表性工程地质剖面进行稳定性评价.(见图 1~3).

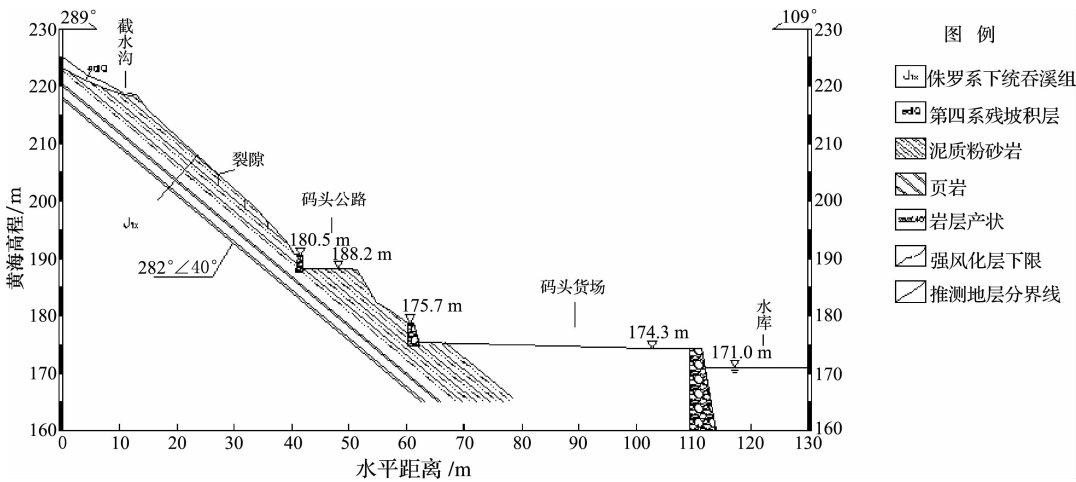


图 1 工程地质 1—1 剖面图

Fig. 1 Sectional drawing for the 1—1 engineering geological section

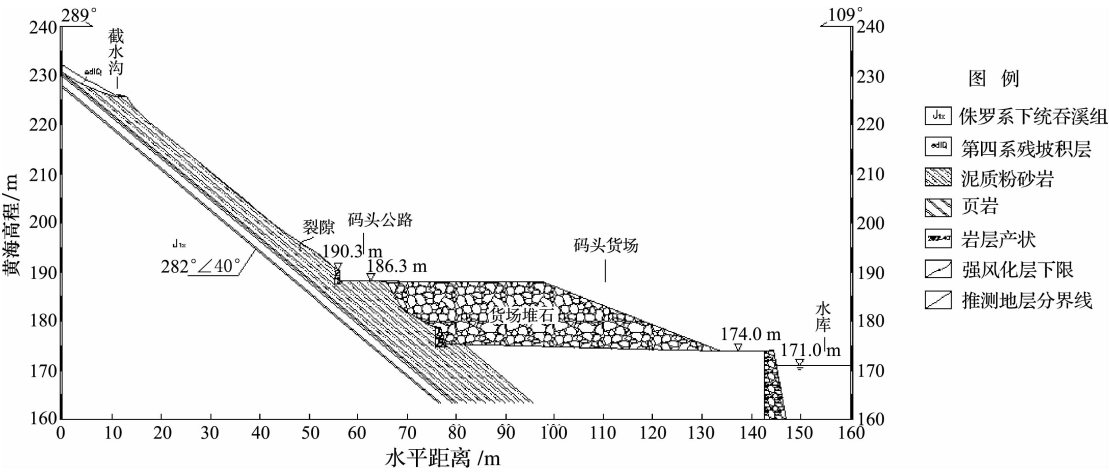


图 2 工程地质 2—2 剖面图

Fig. 2 Sectional drawing for the 2—2 engineering geological section

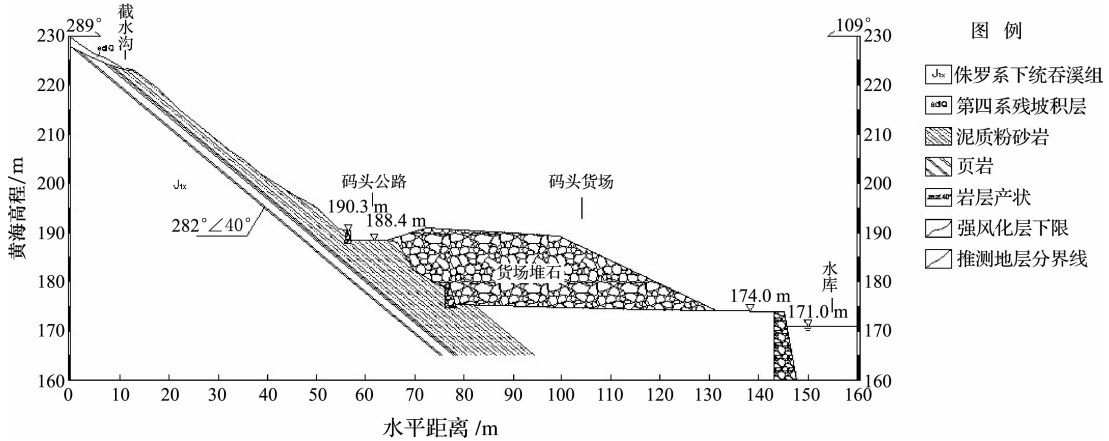


图 3 工程地质 3—3 剖面图

Fig. 3 Sectional drawing for the 3—3 engineering geological section

在以上模型与参数给出的情况下,利用折线滑动法对潜在滑面进行稳定性计算,计算结论是:顺层滑动面,剖面 1—1(见图 1),在天然状态下,稳定性系数为 1.22;在暴雨状态下,稳定性系数为 1.013;低于安全系数 1.30。

3 边坡稳定性评价

高切坡稳定性分析:峡口码头高切坡目前的整体稳定性安全储备不高。随着风化作用的加强,结构面强度的降低,在强降雨的情况下,有可能发生失稳。

4 治理方案确定

高切坡治理应针对斜坡变形破坏的特点进行。在治理过程中采用分层次分段治理的原则。高边坡防治的目标是采用防治工程辅以安全监测,确保高边坡在结构设计基准期 50 年内不发生失稳。

该切坡是由破碎岩体的块状多次多向块体滑移与深层层面滑移结合的破坏模式。局部滑移与整体滑动的危险,暴雨与风化作用下,边坡变形破

坏可能进一步发育,建议采取预应力锚索+地梁的措施进行治理。

4.1 推力计算

4.1.1 计算剖面的选择 高切坡主要有块体滑移与深层滑移两组破坏模式。多向的块体滑移,因断层、夹层、层理、片理、节理和裂隙导致岩体被复杂切割,高度的非均质性,弹性与非弹性,各向异性与不连续性的不同块体的变形。采用薄弱点的分析,对深层滑移选择剖面进行推力计算。由于岩体具有多层滑动面(带),应取推力最大的滑动面(带)确定滑坡推力;择平行于滑动方向的几个具有代表性的断面进行计算。根据不同剖面的推力设计相应的支护结构;当滑动面为折线形状时,滑坡推力可按圆弧滑动采用传递系数法计算。

4.1.2 计算方法 按工程岩体特点,分析采用传递系数法(推力传递法)计算滑坡推力^[6,9],如公式(4)。

$$F_i = k[(W_{i1} + W_{i2}) \sin \alpha_i + \Delta P_i \cos \alpha_i] - \{c_i L_i + [(W_{i1} + W_{i2})_i \cos \alpha_i - P_{wi} L_i - \Delta P_i \sin \alpha_i] \times \tan \varphi_i\} + F_{i-1} \psi_{i-1} \quad (4)$$

式(4)中: F_i 为第 i 条间推力(kN/m); k 为抗滑稳定安全系数; W_{i1} 为第 i 个条块地下水位线以上土体天然重量(kN/m); W_{i2} 为第 i 个条块地下水位线以下土体饱和重量(kN/m); ΔP_i 为第 i 个条块土体两侧静水压力的合力; P_{wi} 为第 i 个条块土体底部孔隙水压力; φ_i 为第 i 个条块所在滑动面上的内摩擦角($^\circ$); α_i 为条块滑动底面倾角($^\circ$); c_i 为条块滑动底面处岩土体内聚力(kPa); L_i 为条块滑动底面长度(m); ψ_{i-1} 为传递系数,由公式(5)计算:

$$\psi_{i-1} = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (5)$$

当最后一条块剩余下滑力 $F_n \leq 0$ 时可判断为滑坡(斜坡)稳定,当 $F_n > 0$ 时则滑坡不稳定。

此 F_n 值可作为设计支挡工程结构所承受的推力。传递系数法适用于折线滑动面情况的稳定性验算。滑坡推力的计算指标宜根据试验、经验数据和反算结果综合分析确定。

4.2 计算结果

典型剖面计算模型及条分见图 2。典型剖面剩余推力 520 kN/m。

4.3 治理方案确定

根据滑坡的结构特征及坡面分析,本切坡是多向块体多次滑移与深层滑移作用。选择分坡面系统治理,本高切坡治理采用预应力锚索及地梁相结合的措施。

4.3.1 预应力锚索总锚固力确定 对于边坡锚固,在边坡稳定性分析基础上,锚索预应力(抗滑力)的计算,应根据滑坡的下滑力确定锚固力^[7-9],预应力锚索承担每延米 520 kN 的剩余推力。

$$\text{因而有 } P_t = \frac{F}{[\cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \tan \phi]} \quad (6)$$

式(6)中, α 是锚索与滑动面相交处滑动面倾角, β 是锚固角, ϕ 是滑面摩擦角, F 是滑坡推力设计值(kN), P_t 是设计总锚固力(kN); $\alpha = 41^\circ$, $\beta = 20^\circ$, $\phi = 22^\circ$, $F = 520$ kN/m,计算得设计总锚固力 $P_t = 620.4$ kN/m。如果预应力锚索间距为 3 m \times 3 m,纵向布置 4 个锚孔,则单根锚孔的锚固力 $P_t = 620.4 \times 3/4 = 465.3$ kN,为了提高安全储备,设计锚固力取 1 000 kN。

4.3.2 钢绞线根数

每孔锚索钢绞线的根数 n :

$$n = \frac{F_s P_t}{P_u} \quad (7)$$

其中, F_s 为安全系数,取 1.7~2.0,高腐蚀地层取大值; P_u 为锚固钢材极限张拉荷载。峡口高切坡 F_s 取 1.9, P_u 取 220 kPa,计算得需要钢绞线

5.64 根。预应力锚索间距为 3 m \times 3 m,纵向布置 4 个锚孔,则每孔需要钢绞线 $5.64 \times 3/4 = 4.23$ 股,故取 5 股进行设计。

4.3.3 锚索锚固段长度计算 锚索锚固长度的计算需考虑锚索与砂浆的结合破坏、砂浆与孔壁的结合破坏、岩体的剪切破坏以及锚索的拉伸破坏等诸多形式:

I. 按水泥砂浆与锚索钢材粘结强度确定锚固段长度:

$$l_{sa} = \frac{F_{s2} P_t}{\pi d_s \tau_u} \quad (8)$$

当锚索锚固段为枣核状时,

$$l_{sa} = \frac{F_{s2} P_t}{n \pi d_s \tau_u} \quad (9)$$

II. 按锚固体与孔壁的抗剪强度确定锚固段长度:

$$l_a = \frac{F_{s2} P_t}{\pi D \tau} \quad (10)$$

为了确保安全,实施的可行性,锚杆锚固段长度式(8)~(10)进行计算,且取其中大值。按式(8)~(10)中各符号意义如下:

F_{s2} 为锚固体拉拔安全系数,永久性锚固 $F_{s2} \geq 2.5$,临时性锚固 $F_{s2} \geq 1.5$; l_{sa} , l_a 为锚固段长度(m); D 为锚固体直径(mm); d_s 为张拉钢材外表直径(mm); d 为单根锚杆钢筋直径(mm); n 为钢筋(钢绞线)根数(根); τ_u 为锚索张拉后与水泥砂浆的极限粘结应力;按砂浆标准抗压强度 f_{ck} 的 10%取值(kPa); τ 为锚孔壁对砂浆的极限剪应力(kPa)。

锚索相关参数取值为: F_{s2} 取 2.5, τ_u 取值为 1 400 kPa,取值为 800 kPa, $d = 15.2$ mm, $n = 5$, $D = 110$ mm,带入式(8)~(10)计算并取较大值得 $l_{sa} = 7.8$ m,设计锚固段长度取 10 m^[10]。

岩质边坡中锚固段长度应不小于 3 m,峡口高切坡计算的锚固段长度确定是合理的。

4.3.4 锚孔孔径及砂浆强度 锚孔孔径取为 110 mm;砂浆强度取 M30^[11]。

4.3.5 锚索总长度

$$\text{锚索总长度 } L = L_e + L_0 + L_1 \quad (11)$$

其中, L_e 为锚固段长度(m), L_0 为自由段长度(非锚固段,m), L_1 为张拉段长度(m),经计算 L_e 为 10.0 m,张拉段 L_1 取 1.2 m,锚索自由段长度 L_0 由锚索与滑动面和边坡坡面的交点间距离而定,同时应考虑锚固段的起点应下离滑动面(或潜在滑面)一定距离,一般超出滑动面(或潜在滑面)不小于 1 m,依据 1-1'剖面布置锚索区潜在滑面深度,自由面长

度在 4~5 m,从而确定锚索的长度为 20 m.

4.4 地梁内力计算

以单向条形基础,弹性地基,对单向条形基础可采用 winkler 地基上梁法进行内力计算.

钢筋地梁与锚索复合结构是一种兼顾深层加固与浅层护坡的治理措施.地梁锚固是一种较新型可靠的边坡加固技术,不需动用大型机械设备,可使

坡体尽早稳固.地梁首先起表层护坡作用,在地梁上加锚索,锚索锚于滑动面以下稳定地层中,预应力锚索主动抗滑.具体的工程措施布置详见图 4~图 7.

钢筋混凝土梁是索集中荷载通过基础梁共同作用传递到地基上.计算了每个结点荷载后,地梁可以看作一个独立的单向条形基础,然后可以计算单向条形基础受力后对荷载的传递作用.

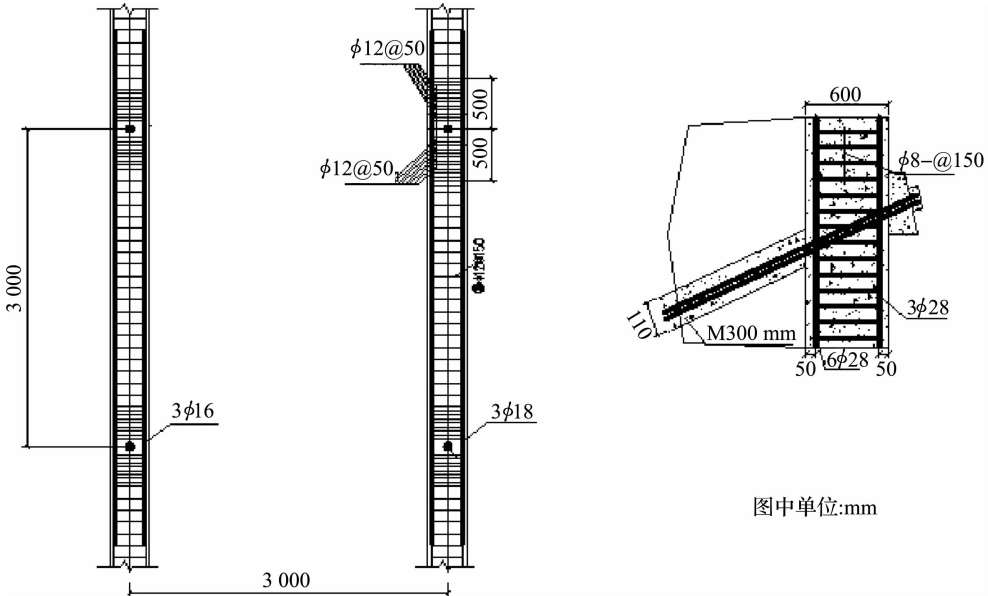


图 4 锚索地梁结构图

Fig. 4 Structure chart of the prestressed anchor rope foundation beam

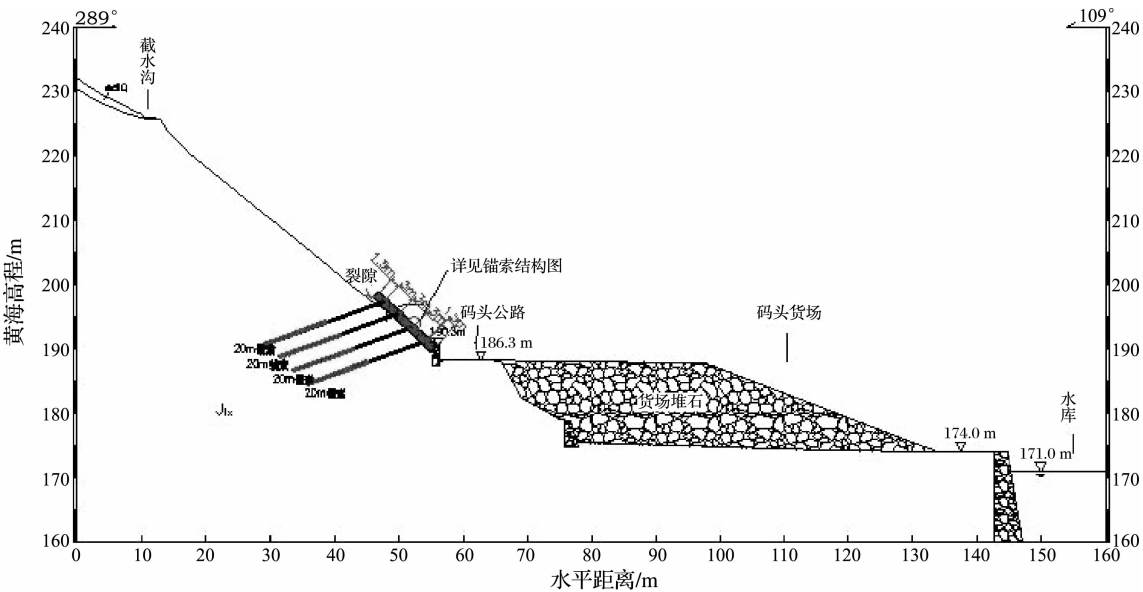


图 5 工程地质 1—1 与 2—2 剖面锚索结构图

Fig. 5 Structure chart of the prestressed anchor rope for 1—1 and 2—2 engineering geological section

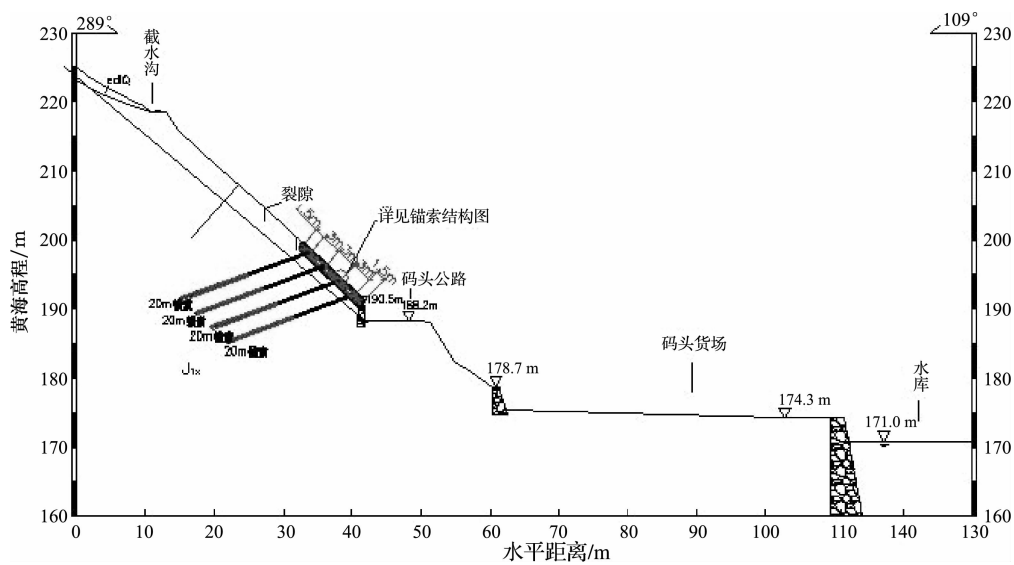


图 6 工程地质 3—3 剖面锚索结构图

Fig. 6 Structure chart of the prestressed anchor rope for 3—3 engineering geological section

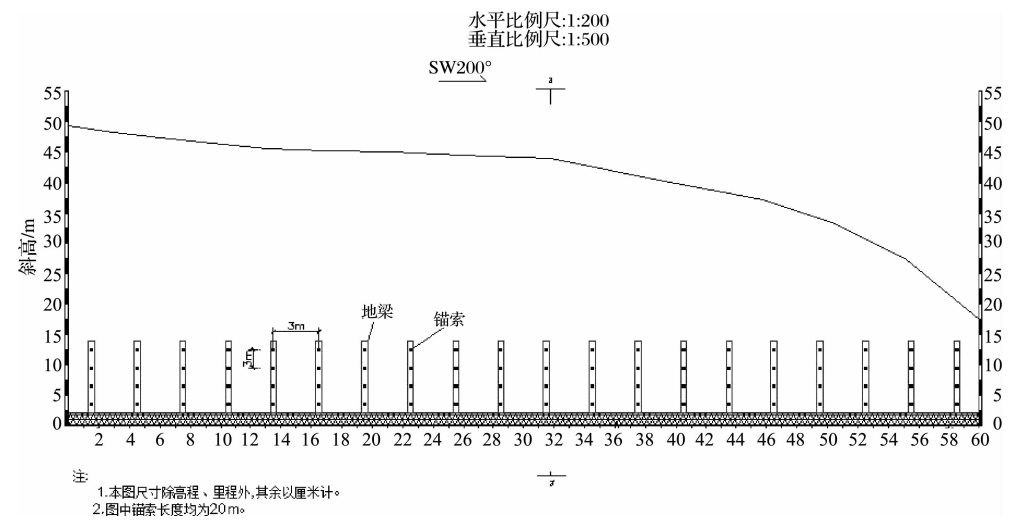


图 7 锚索布置立面图

Fig. 7 Vertical view for districition of the prestressed anchor ropes

梁中砣采用 C25,纵筋为 II 级螺纹筋,箍筋为 I 级钢筋. 其中有关参数取值为: $E=3.0 \times 10^7 \text{ kPa}$, $k=3 \times 10^5 \text{ kPa}$,按 winkler 地基上梁法根据锚索荷载对地梁进行内力计算和配筋^[12].

最大剪力: $V_{\max}=461.4 \text{ kN}$;锚索作用点处截面最大弯矩 $M_{\max}=338.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$,跨中最大负弯矩 $|M_{\min}|=21.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

峡口码头高切坡变形破坏的模式是,多次多向的块体滑移,可能发育为深层滑移. 治理措施选择锚索地梁方案,综合考虑了切坡的工程地质特点和环境特点.

参考文献:

[1] 郭志明. 高陡边坡加固技术及其应用研究——以聂家沟大桥高切坡为例[J]. 武汉工程大学学报,2009,31(5):37-40.

[2] 长江水利委员会综合勘探局. 水利枢纽库区兴山县迁建城镇新址地质论证报告[R]. 武汉:长江水利委员会综合勘探局,1997.

[3] 郭志明. 人工土质边坡加固技术及其应用研究——以三峡库区湖北省巴东县孔堡二组人工土质边坡为例[J]. 北京:硅谷,2009(4):85-86.

[4] 郭志明. 岩质顺向人工边坡稳定性分析和治理方案分析[J]. 才智,2009(2),89-93.

[5] 陈祖煜. 土质边坡稳定性——原理方法程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2003.

[6] 潘别同. 工程岩体强度估算方法[J]. 地球科学,1985, 1(1):29-32.

[7] 林韵梅. 实验岩体力学——模拟研究[M]. 北京:煤炭工业出版社. 1983.

[8] 中华人民共和国建设部. GB50330—2002 建筑边坡工程技术规范[S]. 北京:中国建筑出版社,2004.

[9] Shpiro A. statistical analysis of jointed rock data[J]. int J Rock Mech min sci and Geomech abstract,1991, 28: 375-383.

[10] 中华人民共和国建设部. GB50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2010.

[11] 吴培明. 混凝土结构(上)[M]. 武汉:武汉工业大学出版社,2001.

[12] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 锚杆喷射混凝土支护技术规范 GB50086—2001[S]. 北京:中国冶金工业出版社,1986.

Research on control and treatment of hingly artificial bedding
rock slope failure

GUO Zhi-ming

(School of Environmental and City Engineering, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China)

Abstract: On the basis of evaluation of geological engineering, the stability of the cutting slope was quantitatively evaluated using geological mathematics mechanics method. According to the characteristic of the slope, the stability of the deep structural plane is calculated by means of transmission coefficient; Considering the dead-weight of the rock mass as the basic load and the assembled operation of dead-weight, hydrostatic pressure (exudation-pressure), seismic force as combined load. The mode of slope failure consists of massive slippage in multiway on many occasions and bedding slip of deep surface. Considering the danger of local and whole failure, and the function of the rainstorm and efflorescence, the control and treatment of artificial rock slope should take prestressed anchor-rope and ground beam measure.

Key words: anchoring; artificial high rock slope; rock mass; bedding slope; stability coefficient

本文编辑: 龚晓宁