文章编号:1671-8844(2007) S1-0552-06

玉环电厂岩质高边坡稳定性及工程设计方案

高倚山

(华东电力设计院,上海 200063)

摘要:结合华能玉环电厂岩质高边坡的具体实例,分析边坡工程地质环境和边坡可能的破坏模式,运用传统的极限平衡原理和有限元法两种方法,对岩质高边坡进行稳定性研究,并根据实际情况提出一套工程设计方案.

关键词:岩质高边坡;破坏模式;极限平衡原理;有限元法;景观绿化设计

中图分类号:TU 457 **文献标志码**:A

Study on stability of rocky high slope of Yuhuan Power Plant

GAO Yishan

(East China Electric Power Design Institute, Shanghai 200063, China)

Abstract: Taking the rocky high slope in Huaneng-Yuhuan Power Plant for example, the geological environment and potential failure mode of the slope are analyzed; and the traditional limit balance principle and FEM are employed to research the slope stability. Finally, according to the local condition, a design scheme is put forward.

Key words: rocky high slope; failure mode; limit balance principle; FEM; landscape design

华能玉环电厂位于浙江省东南沿海瓯江口外、大麦屿的北侧.由于场地平整需要挖山填海,将形成高达 100.0 m 以上的岩质高边坡.该工程边坡位于厂址的南侧,NNE 走向,长达 800.0 m 以上.

岩质高边坡的特点是岩体结构复杂,断层、节理、裂隙互相切割,块体极不规则[1],坡体应力水平高,坡脚应力集中.若边坡发生破坏,将直接影响电厂安全,应该对该岩质高边坡的稳定性作专门论证.

本文将从岩体中结构面的产状与发育程度的统计分析出发,分析边坡的破坏模式,运用传统的极限平衡原理和有限元法两种方法,对该岩质高边坡进行了稳定性研究.

1 地质条件

1.1 地形地貌

边坡位于侵蚀剥蚀丘陵区,开挖工程边坡高程最高处在边坡的东侧,山脊向西逐渐变低.山坡坡度在 25°~40°,局部可达 45°左右.工程边坡走向与山脊走向基本一致,主体走向约为 20°左右,工程边坡由西向东逐渐升高,边坡最高高度达 110.0 m 左右.厂址及周围丘陵的地形较完整,冲沟比较发育,山坡上局部可见小型滑坡的痕迹,在山前局部可见滑坡作用造成的坡崩积层堆积.

1.2 岩土体性质

边坡工程地质岩组较为单一,其主体为侏罗系高坞组(J_{3g})灰、深灰、灰紫色块状英安质晶屑熔结凝灰岩,其次为流纹质玻屑熔结凝灰岩.该组岩石强度较高,为坚硬岩,其单轴饱和抗压强度为 60.0 MPa 左右,软化系数为 0.8 左右.全风化层分布变化较大,一般情况下缺失,局部可厚达数 10 m;强风化层厚度在 5.0 m 之内.工程边坡主体为块状结构,局部节理发育地段呈碎裂结构,偶尔在节理密集带也可见到碎裂~散体结构.边坡岩体类型以Ⅲ、Ⅳ类为主.山坡表面一般为第四系覆盖层所覆盖,第四系以坡洪积为主,岩性为粘性土夹块石,分

作者简介:高倚山(1964-),男,高级工程师,长期从事岩土工程研究.

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

选性较差,厚度一般在 2.0 m 左右,局部可达 5.0 m,在工程边坡东侧分布较厚.

1.3　节理性质及区域构造特点

边坡岩体结构面以原生和构造节理为主.从边坡周围统计的结构面分析,结构面走向主要为 NNE、NEE、NWW 和 NNW4 组,结构面大部分平直,少量呈波状起伏,无充填物或局部为泥质充填,偶见结构面粗糙、蚀变.结构面属硬性结构面,结合程度差.地表浅部分布有次生表生结构面,主要为风化卸荷裂隙.区域构造以断裂构造为主,发育的主要断裂为 NWW 向与 NE 向 2 组.

2　破坏模式分析

边坡工程坡形设计是在边坡整体基本稳定的前提下,为维护边坡的设计轮廓,加固可能局部失稳的部位,改善边坡的应力条件,调动边坡岩体的自稳能力,以增加边坡的稳定性,而采用适当的补强措施,为"防范于未然",目的是防止滑坡的发生[2].根据工程地质条件及设计意图,边坡整体坡率按 1 ∶1.2 考虑,设计坡形共分为 8 个台阶,如图 1 所示.

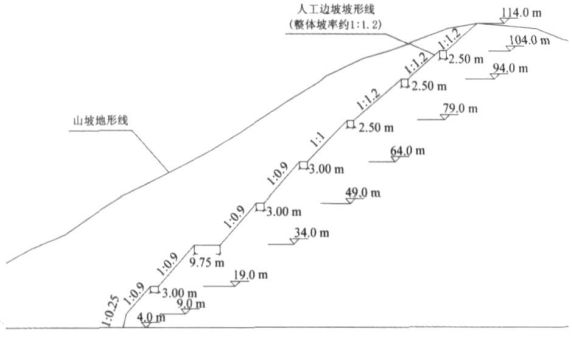


图 1　设计坡形

在工程边坡周围露头选择了 5 个典型地段,对岩体结构面产状进行了统计.本文选取其中具有代表性的 1 号窗,其优势结构面极点等密图见图 2.可以看出该处共有 5 个等密中心,其中心结构面的产状从多到少依次为 ①80°∠75°;②50°∠50°;③111°∠59°;④358°∠58°;⑤250°∠70°.该 5 组结构面倾角均在 50°以上,其中 ④结构面与坡面同倾.

取台阶坡率 1 ∶0.25,整体坡率 1 ∶1.2.优势结构面密度中心赤平投影图解见图 3.根据分析可知,对于 1 号统计窗:局部坡率 1 ∶0.25,ϕ= 30°时,其潜在破坏模式为平面滑动、楔形滑动;整体坡率为 1 ∶1.2,ϕ= 35°时,唯一可能的破坏模式为楔形滑动.而对于硬质岩边坡,发生折线滑动和圆弧滑动的可能性较小.

3　稳定性分析

由于工程边坡的稳定性直接影响电厂的安全,因此边坡稳定性分析是重要的基础工作,其分析结果可用于边坡治理和支护设计.

3.1　安全系数计算

岩体边坡破坏绝大部分为滑动破坏.因此,按滑动面的形态与组合,将岩体边坡破坏类型划分为平面滑动、楔形滑动、折线滑动.评定岩体稳定性通常采用安全系数法——极限平衡原理.

3.1.1　平面滑动

安全系数计算公式为[3]

$$F_s = \frac{W\sqrt{1+K_H^2}\cdot\cos(\alpha+\theta)\tan\phi + C\cdot L}{W\sqrt{1+K_H^2}\cdot\sin(\alpha+\theta)} \quad (1)$$

式中:W 为滑块重;K_H 为水平地震影响系数;α为滑面倾角;L 为滑块长度.

3.1.2　楔形滑动

安全系数计算公式为[3]

$$F_s = \frac{R_A\tan\phi_A + R_B\tan\phi_B + C_AS_A + C_BS_B}{W\sqrt{1+K_H^2}\cdot\sin(\alpha+\theta)} \quad (2)$$

式中:R_A、R_B 为结构面 A、B 的正压力;S_A、S_B 为结构面 A、B 的面积;W 为滑块重量;K_H 为水平地震影响系数;α为组合交线倾角.

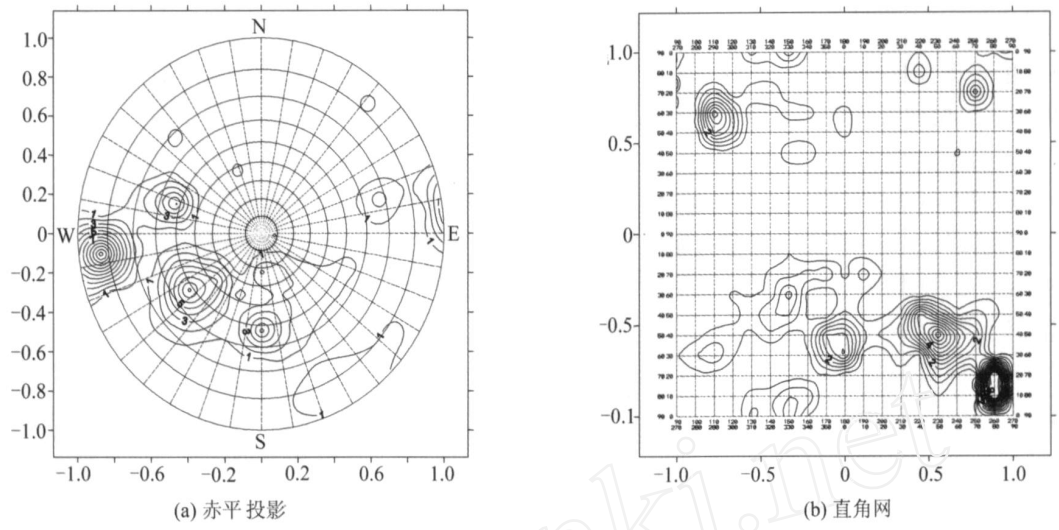
3.2　计算结果

在岩质边坡稳定计算中,除边界条件(滑动几何形态参数)外,通常认为影响稳定性分析结果的力学参数主要是 c、ϕ值.本工程将参数取值建立在地质分析的基础上,充分利用了有限的试验资料,对工程性质相似的结构面或工程岩组,根据现场试验资料采用定量类比的方法进行参数取值.经初步反推和综合分析,计算采取的强度参数见表 1.

整体边坡坡率为 1 ∶1.2 时,各个统计窗的结构面优势中心均不存在平面滑动,只有潜在楔形滑动.稳定性计算表明,其安全系数大于 4.0,因而,整体边坡是稳定的.

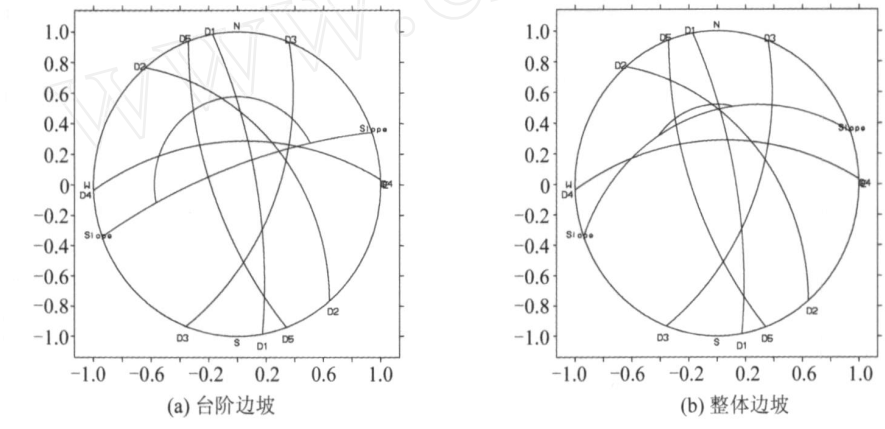
当局部边坡取坡率为 1 ∶0.25 时,用优势中心判断都可能发生边坡的平面滑动和楔形滑动,这和野外调查情况相一致.1 号窗的稳定性计算结果见表 2,该统计窗内楔形滑动组合大部分是稳定的,对局部不安全组合需进行边坡支护以满足稳定性

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net



(a) 赤平投影 (b) 直角网

图 2 1 号窗等密图



(a) 台阶边坡 (b) 整体边坡

图 3 1 号窗赤平投影图解

要求.

综合各统计窗计算结果,当台阶坡率为 1 ∶0.25和 1 ∶0.9 时存在多个不安全组合;当台阶坡率为 1 ∶1.2 时相对较稳定,但考虑到边坡上部风化严重、岩性较破碎以及结构面的离散性,台阶边坡仍需要进行支护才能满足稳定性的要求.

表 1 计算参数

计算条件	内摩擦角 φ (°)	粘聚力 c/ kPa	重度 γ (kN·m^{-3})	水平地震影响系数 K_H	边坡高度 H/ m
台阶边坡	30	10.0	26.0	0.05	15.0
整体边坡	35	90.0	26.0	0.05	110.0

表 2 1 号窗稳定性计算结果

组合序号	面号	面号	滑向 / (°)	倾角 / (°)	滑体体积 / m^3	安全系数	剩余下滑力 / kN
1	D1	D2	2	38.8	245.7	2.4510	-9.811 ×10^3
2	D1	D4	14	56.9	122.3	0.9361	2.495 ×10^3
3	D2	D4	41	49.6	30.95	1.7890	-1.097 ×10^3
4	D3	D4	54	42.0	7.009	3.6108	-4.403 ×10^2
5	D4	D5	315	49.4	477.6	1.0147	-9.569 ×10^3

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

4　有限元分析

4.1　计算模型及参数

根据现有边坡的实际地质模型,基于线弹性理论的本构方程,通过有限元模拟分析,可以定性地揭示和模拟边坡的破坏、变形和失稳前后的过程和机制,并对边坡的加固及整治提供可行的论证和建议.

本次计算选取的是人工边坡高程最高的典型剖面,采用的是线弹性的有限元模型[4],该有限元模型采用的是精度较高的八结点等参单元,计算时将其视为二维平面应变问题.根据工程类比及有关规范和试验参数,计算参数选取如表 3.

表 3　FEM 模型中所用的材料计算参数

材料编号	材料名称	弹性模量 E/ GPa	泊松比 υ	重度 γ/ (kN·m^{-3})	粘聚力 c/ kPa	内摩擦系数 f
1	覆盖层与强风化凝灰岩	0.8	0.375	20.0	20	0.45
2	中等风化凝灰岩	35.0	0.33	23.0	100	0.55
3	微风化-新鲜凝灰岩	70.0	0.29	26.0	350	0.74

4.2　计算成果及分析

图 4 是 6 度地震力影响下的安全系数等值线图.如图 4 所示,安全系数总体来看基本上大于 1.0,只在边坡坡面垂直向下的浅层部位有小于1.5 或 1.35 的潜在塑性区,尤其是靠近坡顶处安全系数较小,如果在此区域采用锚杆支护,将会有效地缩小塑性区的范围.另外,地震烈度越大,塑性区的范围也相应变大.图中可以看出,安全系数小于 1.35的区域只在坡脚与坡顶的很小范围内出现,其深度在 1.0～2.0 m;安全系数为 1.5 的等值线沿坡面呈不连续分布,其深度在 6.0 m 左右.

如图 5 所示,边坡岩体主应力以压应力为主.在深部最小主应力和最大主应力分别呈竖向和水平向分布.边坡表层区域主应力方向偏转,最小主应力为顺坡方向,最大主应力与坡面垂直.最大主应力随深度增加而逐渐增大,其在边坡表层的分布较复杂.受软硬地层组合结构的影响,最小主应力分布规律较复杂,一般情况下,对软硬相间的地层,软层部位最小主应力较小,而硬岩的最小主应力较大.在各个剖面的坡顶表层部位均出现有一定的主拉应力区,大致分布在坡面以下 3.0～5.0 m 深度范围内,其位置与卸荷裂隙的发育区基本一致.在总体边坡的坡脚处出现应力集中,σ_1 明显增大,σ_3 则较小,此处需采取支护措施以重点保护.

根据有限元计算成果,得到以下结论:(1)在开挖后的自然状态下,边坡的位移变形量较小,且由浅部向深部递减;(2)应力分布呈现出一定的规律,边坡坡面以下的浅部区域(3.0～5.0 m 深度范围内)有拉应力出现,该部位应予以加固;(3)总体边坡的坡脚处主应力差较大,需用较厚的加筋混凝土板墙支护;(4)塑性区的分布与主拉应力区的分布基本一致,地震烈度的增大会造成塑性区的扩展;(5)随着地震烈度的增加,边坡的水平位移呈增大趋势但不影响整体稳定,按设计方案,边坡能满足抗震要求.

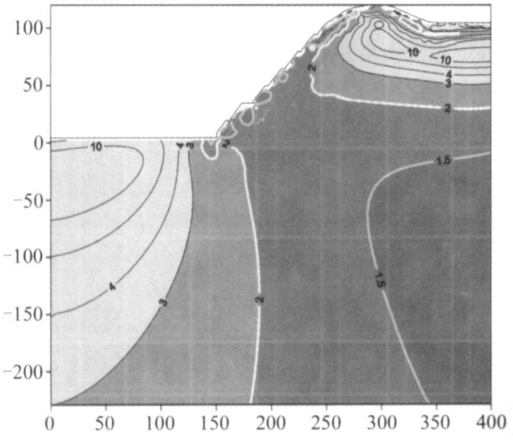


图 4　安全系数图(K_H = 0.05)

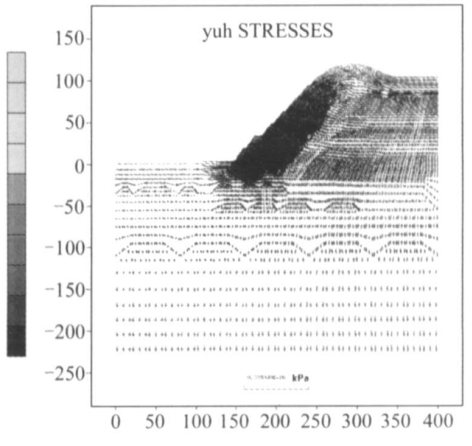


图 5　应力矢量图(K_H = 0.05)

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

5 设计方案

边坡工程设计包括支护结构设计、景观绿化设计和排水系统设计等,各方案紧密相关,应综合考虑、合理设计.

5.1 支护结构设计

该边坡采取两种形式的支护结构:坡底采用钢筋混凝土板墙与锚杆相结合的方案;其他坡面采用锚喷网支护,以防止松散岩体发生崩塌、掉块.

根据该边坡的地层性质,采用全长粘结型普通水泥砂浆锚杆,这种锚杆具有结构简单、制造安装方便等优点,在岩面上锚杆呈梅花形布置.以平面滑动为例,锚杆的锚固力可根据下式求得:

$$T = \{W \sqrt{1 + K_H^2}(\sin(\beta + \theta) \cdot [F_s] - \cos(\beta + \theta) \cdot \tan\varphi) - C \cdot L\} / \{\cos(\beta + \theta + \delta) \cdot [F_s] + \sin(\beta + \theta + \delta) \cdot \tan\varphi\}$$

式中:T 为作用于边坡滑体上的加固力;δ 为锚杆与水平面夹角,以 15°～35°为宜;其他参数的意义同式(1).

然后根据相关规范分别计算锚杆数量、锚杆钢筋截面面积和锚固段长度[5].

通过有限元分析可知,由于岩质高边坡的坡脚处应力集中,主应力差较大,因此须对锚杆加密加长.而且为了保证坡脚的稳定性,控制坡脚的变形,用较厚的加筋混凝土板墙和锚杆支护相结合,混凝土板可按照受主动岩石压力进行设计,并每隔 20～25 m 长度分段设置竖向收缩缝,缝内用沥青麻丝充填.

5.2 景观绿化设计

巨大的边坡开挖面和人工构筑物,对自然环境破坏严重.边坡绿化工程设计就是对裸露岩面进行人工覆绿,尽可能使覆绿植被自然生长,重现自然风貌,绿化设计方案如下:

(1) 坡脚.采用草坪和灌木、乔木 3 层,配合其他建筑设施,如广场喷泉、雕塑群等,构成供游人休憩、参观的景观带.

(2) 坡面.锚喷网支护后进行喷混植生.根据玉环地区的条件,选择黑麦草和白喜草、百慕大,冷暖季性搭配的草种喷混绿化.

(3) 马道.在一侧或两侧设置种植槽,内侧种植槽栽植长绿藤本植物(如爬山虎、常青藤)和开花藤本植物(如蔷薇),在支架、绳子的牵引帮助下,向上覆盖坡面;外侧种植槽栽植开花藤本植物(如金银花、迎春花),引其向下覆盖坡面,并配以适量的灌木,使其成为景观平台.

5.3 排水系统设计

为了降低水对边坡稳定性的不利影响,在坡体的相应位置分别设置排水.

(1) 坡体外的地表水采取拦截旁引的方法,阻止地表水流向滑坡体,在边坡潜在塌滑区后缘设置一定数量的截水沟拦截流向坡体的地表径流,并设置排水沟引至坡体外或坡脚下厂区的地面排水系统中.

(2) 在坡脚和马道内侧设置排水沟,汇集坡面上的降水并予以排除.

(3) 在坡面上设置一定数量的泄水孔,排除坡体中的基岩裂隙水.

为了提高截流效果,减少工程量,截水沟大体沿等高线布置,尽可能使沟渠垂直于流水方向;转弯处以圆曲线相接,以减小水流的阻力.各种排水设施,须地基稳固,不得渗漏或滞留,并具有适当纵坡,以控制与保持适当的流速.此外,坡面及马道上的植被,不仅可以减轻地表水对坡体表面的冲刷,防止水土流失;而且可以蒸发水分,疏干土体,绿化边坡.

6 结 语

(1) 结合华能玉环电厂工程实例,计算结果及设计方案经实践证明准确、可靠.

(2) 对岩质高边坡,尤其是硬岩边坡,应从分析岩体的结构面产状与发育程度着手,对边坡的潜在破坏模式进行分析.赤平投影是统计岩体结构面优势中心行之有效的方法,可较准确地预测边坡的破坏模式.

(3) 影响岩质高边坡稳定性的关键因素在于岩体的强度,而不是岩石本身的强度,因此在实际工作中应重视野外基础地质工作,进行稳定性分析时应充分考虑边坡介质的物理化学特性及地质构造.

(4) 边坡工程设计时应将支护结构设计与景观

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

绿化、排水系统设计综合考虑,在确保边坡安全稳定的前提下,应尽可能降低开挖边坡对自然环境的影响.

参考文献:

[1] Hoek E W,Bray J. 岩石边坡工程[M]. 卢世宗等译. 北京:冶金工业出版社,1993.

[2] 刘建东,邵长云,陈征宙,等. 裂隙岩体边坡稳定性分析方法[J]. 东华理工学院学报,2004,27(3):255-259.

[3] 罗国煜,李生林. 工程地质学基础[M]. 南京:南京大学出版社,1990.

[4] 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:中国水利电力出版社,2003:44-60.

[5] 郑生庆,郑颖人. 建筑边坡工程技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002:33-36.

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net