

# 长甸水电站改造工程进水口岩塞安全性与爆破情况分析

任旭华<sup>1</sup>, 祝 鹏<sup>2</sup>

(1. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 南昌大学土木学院, 江西 南昌 330000)

**摘要:**采用三维非线性有限元法对辽宁长甸水电站改造工程岩塞进水口的应力和稳定问题进行了系统的分析; 论证不同厚度的岩塞在不同水位情况下的安全性和爆破对岩体稳定的影响, 指出岩塞厚度的选取应综合进行技术经济比较后选定。

**关键词:**进水口; 岩塞爆破; 非线性有限元; 长甸水电站

**中图分类号:**TV542+.4      **文献标识码:**A      **文章编号:**1006-7647(2004)01-0024-03

长甸水电站改造工程位于辽宁省丹东市长甸乡拉古哨村附近, 鸭绿江北岸, 距丹东市约 70 km。电站装机容量 2×100 MW, 枢纽主要由岩塞进水口、输水系统、地下厂房(或地面厂房)和开关站等部分组成。

经方案比较, 拟定进水口位于水丰大坝上游 650 m 的山包处, 进水口中心线走向为 N59°W, 岩塞中心线倾角为 43°。岩塞厚度为 12.5 m 时, 圆锥形断面外口直径 14.6 m, 塞底直径 10 m。该山脊上、下游发育与之平行的两山凹, 山包宽度约 60~100 m。100 m 高程以上山包地形较完整, 坡度 45°~55°, 强~弱风化基岩裸露; 100 m 高程以下则地形变化较大。山包下游侧 70~100 m 高程间为长 60 m 的陡崖, 崖高约 20 m, 坡度 75°~85°, 60 m 高程以下局部仍存在 10 m 左右高的陡壁。上、下游两山凹坡度较缓, 约 25°~35°, 山凹处崩塌积碎块石广布。进水口地段存在 2 条较大的断层和较多节理(表 1), 给工程施工带来了很大困难。

表 1 主要断层和节理面产状

| 编号     | 产 状                   |
|--------|-----------------------|
| E320-1 | N60°~80°W, SW∠60°~80° |
| E320   | N50°~70°W, SW∠70°~80° |
| J8     | N50°~70°W, SW∠80°~90° |
| J9     | N10°~40°E, NW∠50°~70° |
| J12    | N50°~70°W, SW∠65°~75° |
| J14    | SN~N30°, EE 或 SE∠60°  |
| J53    | N20°~30°E, NW∠30°~40° |
| J60    | N60°E, NW∠10°~20°     |
| Jm4    | N70°~75°W, SW∠70°~85° |
| Jm7    | N60°~80°W, SW∠75°~85° |
| Jm8    | N75°W, SW∠70°~80°     |

## 1 分析方法

### 1.1 结构面的分析

岩体中存在的节理、断层等软弱结构面的不连续介质, 给实际分析带来了一定的困难。软弱结构面的特点是抗拉强度极低, 抗剪强度指标也较小, 因此软弱结构面可能发生滑移和拉开。如果某软弱结构面发生滑移和拉开, 那么在这种情况下, Hooke 定律不再适用。在理论上软弱结构面工作时可能出现连续、滑移、拉开三种状态。

#### 1.1.1 连续状态

此时, 软弱夹层材料处于弹性阶段, 应力应变关系完全遵守 Hooke 定律, 应力-应变增量间的本构关系为

$$d\sigma = Dd\varepsilon \tag{1}$$

其中

$$D = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & & & & & \\ & \lambda & \lambda + 2G & & & \\ & \lambda & \lambda + 2G & \lambda + 2G & & \\ & 0 & 0 & 0 & G & \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & G \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix}$$

式中:  $\lambda = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$ ;  $G = \frac{G}{2(1+2\mu)}$ ;  $E$  为弹性模量;  $\mu$  为泊松比。

#### 1.1.2 滑移状态

此时, 软弱夹层材料进入塑性阶段, 应力分量应满足屈服准则。采用广义摩尔-库仑准则, 应力-应变本构关系为

作者简介: 任旭华(1963—), 男, 江西定南人, 教授, 博士, 主要从事水工结构研究。

$$d\sigma = (D - D_p)d\varepsilon = D_{ep}d\varepsilon \quad (2)$$

其中

$$D_p = \frac{D \frac{\partial F}{\partial \sigma} \frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D}{\frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D \frac{\partial F}{\partial \sigma}} \quad (3)$$

### 1.1.3 拉开状态

软弱夹层不具有抗拉能力,即抗拉强度  $\sigma = 0$ , 此时本构关系为

$$d\sigma = D_{ep}d\varepsilon \quad (4)$$

式中:  $D_{ep} = 0$ , 即此时软弱夹层结构单元不承受任何应力。

## 1.2 岩塞安全系数的定义

在对岩塞进行稳定性分析时,假定岩塞的周边曲面为失稳通道,建模时失稳通道按接触面单元处理.通过有限元结构计算最后可以确定失稳通道上每一点处的正应力  $\sigma_i$  和剪应力  $\tau_i$ ,由此可计算滑面上每一点的安全系数:

$$K_i = \frac{c_i + f_i \sigma_i}{\tau_i} \quad (5)$$

若将滑面上各单元的抗滑力和滑动力计及单元面积影响,取其总和值之比来表征其安全性,这里称之为名义总安全系数  $K'_i$ :

$$K'_i = \frac{\sum_{i=1}^n (f_i \sigma_i + c_i) A_i}{\sum_{i=1}^n \tau_i A_i} \quad (6)$$

式中:  $n$  为结构面单元数. 这里的名义安全系数,在断层、节理等较复杂的情况下,由于力的方向不一致而与实际的安全系数有一定的出入,但是在实际工程中还是很有参考价值的.按照前面介绍的方法,根据有限元计算所得岩塞周边曲面上(失稳通道)的正应力和剪应力分布,求出其总的抗滑力和滑动力,其安全系数就是两者的比值。

## 2 计算模型及荷载组合

### 2.1 计算模型

计算范围取岩塞进水口轴线方向上游 50 m 至集渣坑后部 40 m 引水隧洞,垂直于岩塞进水口轴线方向上、下游各取 50 m 宽. 计算模型底高程为 -21 m, 顶高程为 127.11 m. 由于地质构造复杂,存在许多节理、断层等夹层,岩体形状极不规则. 为适应结构面的不规则形状,故采用四结点四面体单元进行计算,而对岩塞周边曲面(即岩塞可能的滑动面)和节理、断层则采用五面体六结点等参单元. 因节理、断层较多,经概化,计算模型模拟了节理密集带 Jm4, Jm7, Jm8 以及节理 J60 和断层 f320, 采用 GID

工程软件进行前处理,剖分单元数共计 26 170 个,结点为 6 594 个. 计算参数取值见表 2.

表 2 有限元计算参数取值

| 计算部位 | 摩擦系数<br>$f'$ | 粘聚力<br>$c'/\text{MPa}$ | 变形模量<br>$E/\text{MPa}$ | 密度<br>$/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$ |
|------|--------------|------------------------|------------------------|------------------------------------------|
| f320 | 0.2          | 0.03                   | 3                      | 26.9                                     |
| Jm4  | 0.45         | 0.1                    | 3                      | 26.9                                     |
| Jm7  | 0.5          | 0.1                    | 3                      | 26.9                                     |
| Jm8  | 0.45         | 0.1                    | 3                      | 26.9                                     |
| J60  | 0.5          | 0.1                    | 3                      | 26.9                                     |
| 强风化带 | 0.6          | 0.3                    | 3                      | 26.9                                     |
| 弱风化带 | 1.0          | 1.1                    | 5                      | 26.9                                     |
| 微风化带 | 1.3          | 1.7                    | 18                     | 27.6                                     |

### 2.2 爆破时荷载组合情况

按岩塞厚度 12.5 m 的方案进行爆破,爆心位于岩塞底面以上 7 m 处,计算时分别考虑爆破地震力向内作用和向外作用的情况,爆破振动荷载和冲击波荷载均用其等效静荷载替代,见图 1 和图 2.

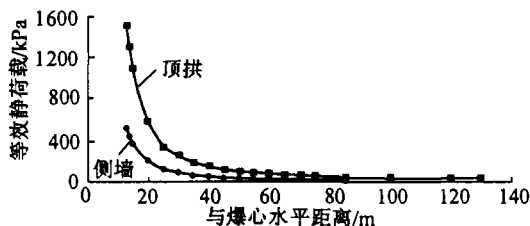


图 1 岩塞进水口爆破振动荷载

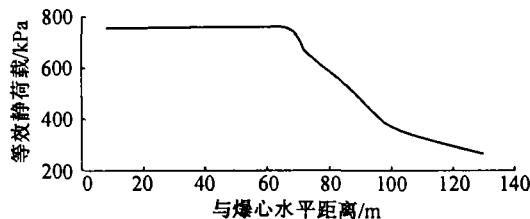


图 2 岩塞进水口爆破水中冲击波荷载

在计算爆破地震力向内作用时,考虑的荷载组合为爆破地震力、围岩及衬砌自重、外水压力(面力作用于山坡)等.如果上述计算不能满足围岩和衬砌结构安全需要时,则考虑的荷载组合为爆破地震力、围岩及衬砌自重、外水压力、爆前气垫压力(向外)、爆前集渣坑水压力(向外)等.在计算爆破地震力向外作用时,考虑的荷载组合为爆破地震力、围岩及衬砌自重、外水压力(面力作用于山坡)、爆后瞬时气垫压力(向外)、爆后瞬时集渣坑水压力和水冲击波压力。

### 2.3 加载方案和加载顺序

a. 方案 1: 外水压力, 岩体自重(第一级加载)加洞室开挖(第二、三、四、五级加载)加支护自重、爆破地震力(向内作用)(第六级加载)。

b. 方案 2: 外水压力, 岩体自重(第一级加载)加洞室开挖(第二、三、四、五级加载)加支护自重、爆破地震力(向内作用)、爆前气垫压力(向外作用)、集渣

坑水压力(向外作用)(第六级加载)。

c. 方案3:外水压力,岩体自重(第一级加载)加洞室开挖(第二、三、四、五级加载)加支护自重、爆破地震力(向外作用)、爆前气垫压力(向外作用)、集渣坑水压力(向外作用)以及水冲击波压力(第六级加载)。

3 计算结果分析

3.1 不同水位、不同岩塞厚度的安全系数

经过对5组水位、4种岩塞厚度下20组方案的三维非线性有限元计算比较,得出各种不同工况岩塞周边曲面上正应力和剪应力,根据上面安全系数的表达方式,计算出岩塞周边曲面稳定的安全系数,如表3所示。

表3 与水位、岩塞厚度对应的安全系数

| 岩塞厚度<br>/m | 水位<br>/m | 安全<br>系数 | 岩塞厚度<br>/m | 水位<br>/m | 安全<br>系数 |
|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| 6.5        | 80       | 6.05     | 10.5       | 80       | 6.30     |
| 6.5        | 95       | 4.90     | 10.5       | 95       | 5.49     |
| 6.5        | 110      | 4.04     | 10.5       | 110      | 4.78     |
| 6.5        | 123.3    | 3.50     | 10.5       | 123      | 4.30     |
| 6.5        | 127.1    | 3.38     | 10.5       | 127      | 4.20     |
| 8.5        | 80       | 6.20     | 12.5       | 80       | 7.04     |
| 8.5        | 95       | 5.20     | 12.5       | 95       | 6.81     |
| 8.5        | 110      | 4.41     | 12.5       | 110      | 6.20     |
| 8.5        | 123.3    | 3.92     | 12.5       | 123      | 5.80     |
| 8.5        | 127.1    | 3.78     | 12.5       | 127      | 5.65     |

由于地质条件复杂,各种软弱结构面较多,而且相互交错,进行精确的结构稳定分析很困难。这里的安全系数是在假定滑动面的前提下求得的,并不一定是实际的滑动面。在对复杂地质条件下进水口安全性的分析研究中,采用假定的滑动面进行结构稳定性分析对实际的设计施工有一定的参考价值。

3.2 爆破时弹塑性及应力位移情况

洞室在开挖过程中,岩体部分基本处于弹性阶段,塑性区主要出现在断层、破碎带与洞室相交处,并有一定的延伸。爆破使围岩的应力和位移加大,塑性区的范围进一步扩大。就其分布来看,主要还是出现在断层、破碎带与洞室相交处。在岩塞厚度12.5 m,水位95 m的情况下对岩塞进行爆破,经三维非线性有限元计算分析比较加载方案1~3,由于各方案荷载大小、方向变化较大,塑性程度和塑性区域的变化也较大。方案1时,洞室顶部顺着Jm7走向出现塑性区,范围为沿洞轴线方向约80 m,最大宽度约10 m(即整个洞室顶宽),沿Jm7深入顶部围岩15 m左右;洞室侧壁与Jm4相交处塑性区域明显,沿Jm4走向深入围岩20 m左右。方案2时,洞室顶部顺着Jm7走向出现塑性区,范围为沿洞轴线方向85 m左右,最大宽度约8 m左右,沿Jm7深入顶部围岩10 m左右,洞室侧壁与

Jm4相交处塑性区域明显,沿Jm4走向深入围岩体15 m左右。方案3时,洞室顶部顺着Jm7走向出现塑性区,范围为沿洞轴线方向110 m左右,宽度5 m左右,局部宽度达9 m,沿Jm7深入顶部围岩约10 m,洞室底部、集渣坑底部和前部洞壁顺着Jm7出现塑性区,宽度约2~3 m,沿Jm7深入围岩约10 m。

根据计算结果,爆破时洞室拱、底最大拉应力、压应力比爆破前都有所增加。方案2由于考虑气垫和洞内水压作用,故洞室拱、底最大拉应力、压应力较方案1有所减小。在洞轴线纵剖面上,方案2中拱的最大拉应力为1492 kPa,压应力为6902 kPa,而方案1中拱的最大拉应力为1994 kPa,压应力为10280 kPa。方案3由于荷载向外作用,在洞侧壁产生压力,洞室拱、底最大拉应力有所增加。在洞轴线纵剖面上,方案3中拱的最大拉应力为8403 kPa,压应力为4196 kPa,此时应力方向发生了改变,与方案1和方案2正好相反。可见,爆破地震力在应力的变化中起着重要作用。比较洞室侧壁最大拉应力、压应力情况,方案2较方案1都有所减小。由于爆破地震力向外作用,方案3的 $\sigma_1, \sigma_3$ 均为压应力。比较各方案位移情况,可见方案1与方案2爆破时比爆破前拱、侧壁位移有所增加,方案2较方案1拱、侧壁位移有所减小。方案3由于侧壁受压影响较大,侧壁位移方向发生改变,拱、底受拉,位移增大。但各种工况下应力均能满足强度要求,位移的量值也很小。

4 结论与建议

a. 洞室在开挖过程中至完成(至岩塞体)岩体基本稳定。塑性区主要出现在断层、破碎带与洞室相交处,并有一定的延伸,如不进行支护将可能导致塌陷,应在开挖过程中超前支护,特别是断层、破碎带与洞室相交区域更应重点处理。

b. 12.5 m岩塞厚度在各种不同水位下的安全系数能满足要求( $K \geq 5$ ),该方案可行。由于计算中作了一些简化及某些不可预见的因素,应从设计角度,综合各种因素比较后选定岩塞厚度。

c. 爆破时,围岩的应力、位移和塑性区的变化较大。在不利荷载组合情况下爆破使围岩的应力和位移加大,塑性区的范围进一步扩大,且主要出现在断层、破碎带与洞室相交处。因此,在实际施工中应采取一定的工程措施削弱爆破动荷载对岩体的影响。

d. 对岩体较为完整区域,洞室可采用挂网喷混凝土支护方式;对连接段和集渣坑顶拱和边墙,应采用钢筋混凝土衬砌进行支护并应考虑加锚;对断层、破碎带与洞室相交区域,应采用岩塞或灌浆方式提前进行支护。

(下转第54页)

元大 15 ~ 20 m<sup>3</sup>,这也说明粉细砂亚层对地基土的固结是有较大影响的。

表 3 加固前、后十字板强度检测结果

| 深度<br>/m | 加固前强<br>度/kPa | 加固后强度/kPa |      |      |        |
|----------|---------------|-----------|------|------|--------|
|          |               | 孔 1       | 孔 2  | 平均值  | 增幅比例/% |
| 1.0      | 7.7           | 15.6      | 37.0 | 26.3 | 340    |
| 2.0      | 3.8           | 15.0      | 18.0 | 16.5 | 430    |
| 3.0      | 2.9           | 21.6      | 22.5 | 22.1 | 760    |
| 4.0      | 22.2          | 26.7      | 46.5 | 36.6 | 160    |
| 5.0      | 5.6           | 38.2      | 46.3 | 42.3 | 750    |
| 6.0      | 23.3          | 53.0      | 53.0 | 53.0 | 230    |

2.4 泥封层的处理

密封泥层厚度的选择原则是使其固结与软土地基的固结基本同步,即寻找一个合理的吹填厚度,使软土地基达到设计固结度要求而密封泥层不漏气,其本身又能达到一定固结度要求.该厚度的选择不仅与密封泥层本身的物理性质、施工工期的长短有关,也与施工区的环境气候有直接的关系.根据该专利技术的技术要求,密封泥层的渗透系数要小,因此一般用淤泥作密封泥层。

天津的气候干燥,当密封泥层吹填完成后,自密封泥层表面明水排净算起,经过 30 ~ 35 d,密封泥层表面开始出现细小裂缝,随时间推移,裂缝迅速扩大、加深,在 60 ~ 70 d 时,其深度可达到 0.5 m 以上,表面处的宽度可达 5 ~ 10 cm.温州地区气候湿润,且多连续阴雨天,在此试验工程中,密封泥层表面出现细小裂缝的时间为 35 ~ 40 d,在 80 ~ 90 d 时,其深度达到

(上接第 28 页)

凝、早强、低强、低弹模、可振、胶凝材料少(贫)的原则。

c. 零坍落度贫混凝土技术参数应进一步的细化、优化,更好地改善混凝土面板的工作条件。

参考文献:

[1] 杨德服,马锐玲.混凝土面板堆石坝面板裂缝相关参数设计[A].见:中华人民共和国水利部,国家电力部,长江三峡工程开发总公司,等.CFRD,2000 混凝土面板堆石坝国际研讨论文集[C].北京:中国电力出版社,2000.154 ~ 161.

[2] Fernando R. IPA 方法——混凝土面板堆石坝面板过渡层施工新技术[A].见:中华人民共和国水利部,国家电力部,长江三峡工程开发总公司,等.CFRD,2000 混凝土面板堆石坝国际研讨论文集[C].北京:中国电力出版社,2000.371 ~ 381.

(收稿日期:2003-03-17 编辑:张志琴)

0.5 m.可见,温州地区密封泥层出现裂缝的时间较天津地区晚 5 ~ 10 d.在工程后期整形其间,正赶上梅雨季节,密封泥层在雨水浸泡下,裂缝重新弥合,密封泥层含水量加大,承载力降低,对工程整型有较大的负面影响.因此在南方进行施工时,要尽量避开雨季,若在雨季施工,密封泥层的厚度要适当减小。

3 结 语

a. 此工程是低位真空预压软土地基加固技术首次在南方地区应用,结合南方和北方的不同气候特点,即南方较北方多雨,蒸发量较小,淤泥不易自然固结,因此对此技术可做适当的调整,适当减小密封泥层的厚度。

b. 在应用低位真空预压加固软土地基技术时,要仔细分析地基土的地质特性,当待加固地基土含有砂层时要注意砂层对地基土固结的影响。

低位真空预压法在温州经济技术开发区纬五路地基工程的施工中始终得到河海大学张志铁教授的悉心指导,在此表示感谢。

参考文献:

[1] 钱家欢.土力学[M].第二版.南京:河海大学出版社,1995.87 ~ 108;236 ~ 241.

[2] 姜炎.真空排水预压法加固软土技术[M].北京:人民交通出版社,2002.14 ~ 22.

(收稿日期:2003-05-09 编辑:张志琴)

(上接第 26 页)

参考文献:

[1] 任旭华,李同春,陈祥荣.锦屏二级水电站深埋引水隧洞衬砌及围岩结构分析[J].岩石力学与工程学报,2001(1):16 ~ 17.

[2] 丁隆灼.水下岩塞爆破及其在水电工程中的应用[J].四川水力发电,1998(3):12 ~ 16.

[3] 徐守刚,余常新,江贤群.岩塞爆破对响洪甸大坝性态的影响[J].水利水电技术,2000(2):61 ~ 63.

[4] 程润虎,李国桢,唐纯伟,等.汾河水库岩塞爆破工程地质问题分析[J].山西水利科技,1995(增刊):43 ~ 46.

[5] 程润虎.汾河水库岩塞爆破工程地质问题研究与防护[J].水文地质工程地质,1995(5):25 ~ 29.

(收稿日期:2003-03-31 编辑:傅伟群)