

水布垭水利枢纽工程地下厂房围岩三维黏弹塑性数值模拟

张明鸣¹ 周先齐² 柳景华³

(1. 河海大学水利水电工程学院 江苏 南京 210098 ; 2. 河海大学岩土工程研究所 江苏 南京 210098 ;
3. 长江水利委员会三峡勘测研究院 湖北 宜昌 443000)

摘要 : 针对大型岩石地下工程中黏弹塑性流变数值模拟分析不够的状况 , 采用西原黏弹塑性流变模型开发了 hhu-vp 软件 , 并以一简单算例与 FLAC-3D 比较 , 得到结果偏差在容许范围内。将其应用于水布垭地下洞室长期稳定性研究中 , 对施工开挖及支护处理过程进行模拟 , 同时对运营期的长期稳定性做出预测 , 结果表明 : 洞室部分区域流变不能稳定 , 有继续增长的趋势 , 对此提出了支护处理意见。

关键词 : 黏弹塑性 ; 地下洞室 ; 三维有限元 ; 西原模型 ; 水布垭水利枢纽

中图分类号 : TV731.6 文献标识码 : A 文章编号 : 1006-7647(2006)S1-0043-04

在模拟岩石地下工程开挖时 , 业界多把岩体作为弹性或黏弹性材料进行三维稳定性分析。将岩体作为弹塑性材料^[1-5]研究能很好地描述岩体卸荷后发生塑性变形的状态 , 但是对于地下工程中高地应力且施工区域存在软弱夹层的岩体这样显然不能反映其明显的蠕变变形特征。而视此状态下的岩体为黏弹性材料^[6] , 虽然能够反映岩石的流变特性 , 但是对于开挖引起的卸荷塑性流动变形和塑性区的形成无法模拟。文献 [7-8] 将损伤因子和能量耗散引入黏弹性模型虽然从流变形成机理上改进了元件模型 , 但是依然没有解决塑性流变问题。也有部分学者针对盐岩做了很多黏塑性性质的研究^[9-10] , 但是由于盐岩的特殊性质与土木工程中遇到的大多数岩体有一定区别 , 不能完全适用于地下洞室开挖的卸荷岩体。因此对于地下洞室开挖卸荷的黏弹塑性模拟还有待于研究解决。

造成此状况的其中一个原因就是现有大型商业软件中所提供的流变模型较少 , 并不能很好地模拟达到塑性流变状态岩体的流变变形 , 例如 ANSYS , FLAC 中 , 都没有适用的黏弹塑性流变模型模块。本文在对水布垭地下厂房长期稳定性分析中采用笔者自己开发的软件 hhu-vp 进行计算分析。

1 hhu-vp 程序有限元计算原理

1.1 采用模型及其本构关系

本文采用西原模型 , 如图 1 所示。当 $\sigma < f$ 时 ,

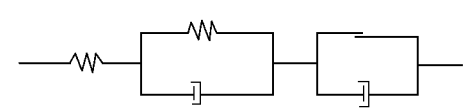


图 1 西原模型

复合体实际上是用 Kelvin 模型描述的黏弹性体。总的应变可看成由两部分组成 : $\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_{ve}$ 。而 $t + \Delta t$ 时刻的

$$\epsilon_{ve}(t + \Delta t) = \epsilon_{vet} \exp\left(-\frac{q_0}{q_1} \Delta t\right) + \frac{A\sigma}{q_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{q_0}{q_1} \Delta t\right)\right] \quad (1)$$

假设在 Δt 时间内 σ 不变 , 因此可以得到该时段的 $\Delta \epsilon_{vei}$, 而且该时步内黏弹性变形所引起的附加节点力为

$$\Delta F_{vei} = \int_{\Omega} B^T D \Delta \epsilon_{vei} d\Omega \quad (2)$$

式中 : B 为几何矩阵 ; D 为弹性矩阵。于是由 :

$$\Delta F_{vei} = k \Delta \delta_i \quad (3)$$

$$\Delta \epsilon_i = B \Delta \delta_i \quad (4)$$

$$\Delta \sigma_i = D(\Delta \epsilon_i - \Delta \epsilon_{vei}) \quad (5)$$

可以求得

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \Delta \sigma_i \quad (6)$$

当屈服函数 $F \geq 0$ 时 , 采用相关性流动法则 , 在三维状态 :

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \frac{1}{\eta} \cdot \left(\frac{F}{F_0}\right) > \cdot \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (7)$$

所以 Δt 时间内的黏塑性应变增量为

作者简介 : 张明鸣 (1979—) , 男 , 湖北宜昌人 , 博士研究生 , 从事土木、水利工程长期稳定性数值研究。E-mail : zhmm@hhu.edu.cn

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{vp\Delta t} = \frac{F}{\eta_2 F_0} \left[\frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} + \frac{P}{9 \sigma_m} + \frac{\sqrt{3} Q}{2 \sigma} \right] \boldsymbol{\sigma} \Delta t \quad (8)$$

黏性应变增量为黏塑性应变增量 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{vp}$ 与 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{ve}$ 之和

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{vi} = \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{vei} + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{vpi} \quad (9)$$

将 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{vi}$ 带入式(2)求得黏性变形所引起的附加节点力。以下过程与黏弹性过程相同。其中

$$P = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$Q = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{3} & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}$$

为了保证计算结果满足收敛和稳定条件以及一定的精度^[11], 必须选择适当的步长。对德鲁克-普拉格屈服函数, 时步限制条件为同时满足:

$$\Delta t_{\max} \leq \frac{4(1 + \mu)F_0}{3EF} \sqrt{3J_2} \quad (10)$$

$$\Delta t_{\max} \leq \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)F_0\eta}{E(3 - \sin \varphi)^2} \cdot \frac{3}{4(1 - 2\mu)(3 - \sin \varphi)^2 + 6(1 - \mu)\sin^2 \varphi} \quad (11)$$

1.2 工程中开挖加锚及软岩置换模拟

施工开挖过程实际上是岩体地应力场的释放过程, 用释放的岩体初始地应力所对应的等效结点力来计算开挖的影响。

对每一级开挖卸荷, 在开挖边界面上由于岩体地应力释放引起的开挖力可以用增量形成的等效结点载荷来表示, 有

$$\Delta F = \sum_{N_{de}} \left(\int_{V_i} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_0 dV \right) \quad (12)$$

式中: 右边项为开挖单元的结点力; N_{de} 为本级开挖单元总数; $\boldsymbol{\sigma}_0$ 为开挖单元在开挖前的地应力; V_i 为第 i 个开挖单元的体积。有了式(12), 在力学分析上就可以将洞室分级开挖问题转化成分级加载的非线性计算问题。于是就得到每级开挖仿真计算的控制方程:

$$K_d \Delta \boldsymbol{\delta} = \Delta F - Q_d \quad (13)$$

式中: K_d 为开挖单元丢弃后得到的整个计算域的刚度矩阵; $\Delta \boldsymbol{\delta}$ 本级开挖引起的位移增量; Q_d 为进行本级迭代计算时的初始不平衡余量。

式(12)中 $\boldsymbol{\sigma}_0$ 的取值问题, 对第一级开挖时, $\boldsymbol{\sigma}_0$ 就为该级开挖单元的岩体初始应力状态, 而对以后各级开挖单元, 因前几级开挖造成的对岩体应力场的扰动而引起的新的地应力状态, 在开挖边界由开挖引起的支座反力计算时, 均要计入前几级开挖引起的扰动的影响。对于锚索的模拟采用杆单元处理。

hhu-vp 程序计算步骤如图 2 所示。

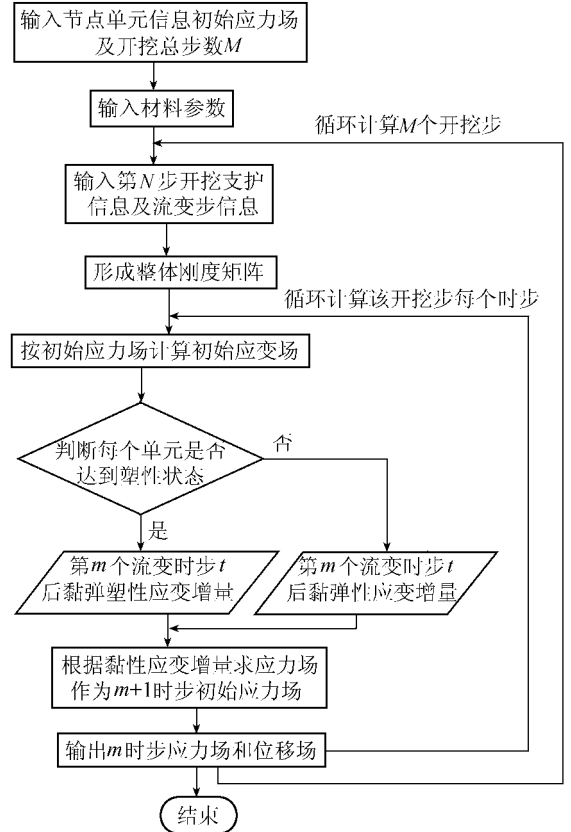


图 2 hhu-vp 程序计算流程

2 算例检验

建立一个 $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ 立方体模型, 剖分为 1331 个单元如图 3 所示, 材料参数: $E = 5 \text{ GPa}$, $\mu = 0.3$, $E_1 = 40 \text{ GPa}$, $\eta = 45 \text{ GPa} \cdot \text{d}$, $c = 5 \text{ MPa}$, $\varphi = 45^\circ$, $\rho = 1.8 \text{ t/m}^3$ 。给立方体底面施加 3 方向约束, 四周施加法向约束。顶面施加 5 MPa 法向均布荷载。分别用 hhu-vp 程序和商业软件 FLAC 进行流变计算(FLAC 采用其广义 kelvin 模型模块, 而在材料未进入塑性区时西原模型退化为广义 kelvin 模型)。共分为 11 个时步, 200 d 流变时间。取节点(5, 15, 20)计算结果比较见图 4。

由图 4 可见 hhu-vp 黏弹塑性流变计算程序与



图3 计算模型

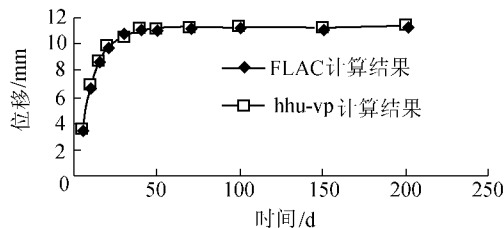


图4 计算结果对比

FLAC 计算结果几乎完全吻合,只是由于解偏微分方程及线形方程组方法不同,造成产生误差原理不同,导致两个程序结果有一定的不同,但是都在容忍范围内。所以 hhu-vp 计算结果是可信的。

3 水布垭地下厂房数值模拟

3.1 地质模型及有限元计算网格

水布垭水利枢纽地下厂房由主厂房、引水洞、母线洞、尾水洞等洞室群组成。共设有 4 台机组,引水洞为一机一洞,上平段与下平高压段之间由 60° 的斜井段相接。上平段洞径(直径)为 8.5 m,下平段和斜井段洞径为 6.9 m,衬砌厚度 0.8 m,开挖断面直径 8.5 m,下平段长 33.14 m。4 条引水洞间距 24 m,引水隧洞轴线与主厂房轴线夹角为 70° 。母线洞位于主厂房下游侧,垂直厂房轴线,平行布置 4 条,城门洞型,断面尺寸 $7\text{ m} \times 6\text{ m}$,衬砌厚度 0.5 m,开挖断面 $8\text{ m} \times 7\text{ m}$,水平段长 25 m,然后经直径 5 m 的母线竖井和断面为 $5\text{ m} \times 6\text{ m}$ 的水平母线洞将母线引入地面变电所,与主变相接。尾水洞垂直主厂房轴线呈直线布置,从高边坡下游出口。尾水洞为马蹄型衬砌断面,尺寸为 $8.5\text{ m} \times 12.97\text{ m}$,衬砌厚度 0.8 m,开挖断面 $10.1\text{ m} \times 14.57\text{ m}$ 。4 条尾水洞间距 25.5 m。

地下厂房洞室群所处的围岩,在水轮机层以上为软硬相间的栖霞组灰岩,以下由栖霞组第一段(P_{ql}^I)、马鞍山组(P_{lma})、黄龙组(C_{2h})及写经寺组(D_{3x})等软弱岩体组成,尾水洞洞顶及洞底大部分洞段在黄龙剪切带及 D_{3x} 软岩中通过,围岩稳定性问题十分复杂。

对于跨度为 23 m 高 68 m 的主厂房,厂房下部栖霞组一段、马鞍山组系、写经寺组软岩以及围岩中性

状较差的层间剪切带,如黄龙剪切带 F_{205} 、001 号、011 号、012 号及 031 号剪切带等,穿越栖霞组段至 P_{ql}^{12-3} 不同地层。地下厂房主要工程地质特征为岩层产状平缓、岩性软硬相间;主厂房洞室岩体宏观上呈上硬下软岩体结构;围岩类型构成中,软岩所占比例高,软岩中层间剪切带发育。

x 方向从 -208.7511 m 到 211.3776 m ; y 方向从 0 m 到 520.6608 m ; z 方向从 -231.0000 m 到 169.0000 m 。建立的模型如图 5 和图 6 所示,共有节点 43 770 个,单元 61 289 个。

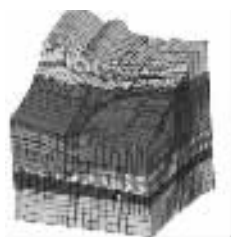


图5 计算范围网格



图6 地下洞室网格

3.2 参数确定及初始地应力场

相关参数参照文献 [11-15] 确定,岩体发生塑性流变时的应力阈值要小于其弹塑性强度指标^[16],因此在流变计算中采用的强度指标相对于弹塑性下降 20% 比较合理。三维黏弹塑性流变分析参数如表 1 所示。

开挖仿真模拟中共分 6 步开挖:母线洞→主厂房拱顶→主厂房和引水洞→主厂房和尾水洞→主厂房→主厂房底部机窝。而支护置换处理措施在相应开挖完成后 10 天进行,即在开挖应力释放后进行。每步开挖流变时间根据施工进度确定,开挖完成后计算预测到 200 天后的状况。

3.3 计算结果与分析

第一步开挖后 F_{545} 与母线洞交接处有贯通塑性区出现,该处位移也较大,在开挖完成时有临空方向位移 15 mm,当 50 天后达到 18.8 mm,有明显的流变变形。而母线洞与主厂房连接部顶拱处软岩由于做置换处理,位移不是很大,流变变形也不明显。第二、三、四步开挖的主厂房顶拱岩体坚硬,位移不大,流变变形不明显,只是在引水洞与主厂房连接部出现少量塑性区。当开挖完成时刻尾水洞与主厂房机窝处出现一定范围塑性流变区(3 号机组所在剖面塑性区分布见图 7)。机窝处临空向最大位移达到 45 mm,尾水洞与主厂房连接部顶拱处位移达到 70 mm,这两处都有继续增加的趋势(机窝附近某节点 y 方向位移见图 8)。

表 1 计算参数

材料号	岩性	密度/(t·m ⁻³)	E/GPa	μ	E ₁ /MPa	η ₁ /(GPa·d)	c/MPa	φ/(°)	η ₂ /(GPa·d)
1	P _{1q} ⁴	2.4	8.0	0.25	60	65	1.6	45	650
2	P _{1q} ¹⁰ ~P _{1q} ¹³	2.4	4.8	0.26	40	45	1.1	38	450
3	P _{1q} ⁷ ~P _{1q} ⁹	2.4	15.0	0.25	100	150	2.0	45	1500
4	P _{1q} ⁴ ~P _{1q} ⁶	2.4	20.0	0.25	120	160	2.4	49	1600
5	P _{1q} ³	2.3	1.6	0.28	12	16	0.33	24	160
6	P _{1q} ²	2.4	8.0	0.25	60	65	1.6	46	650
7	P _{1q} ¹	2.3	1.9	0.28	14	18	0.5	31	180
8	C _{2h} ²	2.4	1.6	0.29	12	15	0.3	26	150
9	C _{2h} ¹	2.4	6.0	0.27	50	55	1.3	41	550
10	D _{3x}	2.4	1.2	0.30	10	15	0.2	20	150
11	底板坚硬岩石	2.4	15.0	0.25	100	100	1.0	45	1000
12	断层 F ₃₆₀	2.0	0.3	0.35	2	2	0.05	20	30
13	断层 F ₅₄₅	2.0	0.1	0.38	2	2	0.05	20	20
14	断层 F ₅₈₀	2.0	0.2	0.38	2	2	0.05	20	15

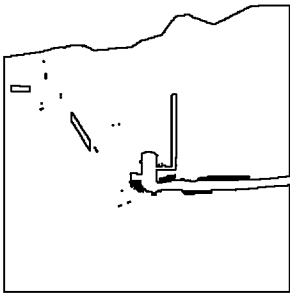


图 7 开挖完成时刻 3 号机组所在剖面塑性区分布

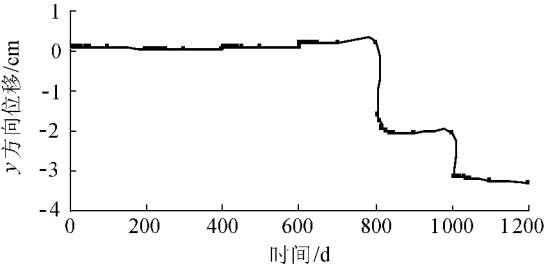


图 8 3 号机窝某节点开挖流变全过程 y 方向位移

4 结 语

水布垭水利枢纽工程在软硬相间岩体中开挖地下洞室岩体存在明显的流变变形,特别是开挖到主厂房底部机窝及尾水洞部位,并且由于开挖卸荷作用,可能出现一定区域的塑性流变区,流变变形继续增大。对于这部分区域在工程施工阶段应进一步加强支护处理,在运营阶段加强监测,而对于支护置换处理带来的工程影响需要进一步深入研究。

参考文献:

[1] 卢书强,许模. 澜沧江某电站左岸地下洞室群围岩稳定性的三维数值模拟[J]. 水文地质与工程地质, 2004(1): 36-39.

[2] 郭志华,姜志全,周创兵,等. 龙滩水电站地下厂房洞室围岩弹塑性数值分析[J]. 探矿工程, 2004(11): 1-3.

[3] 孙红月,尚岳全,张春生. 大型地下洞室围岩稳定性数值

模拟分析[J]. 浙江大学学报:工学版, 2004(1): 71-74.

[4] 张练,丁秀丽,付敬. 清江水布垭地下厂房围岩稳定三维数值分析[J]. 岩土力学, 2003(增刊1): 120-123.

[5] 徐平,陈代华. 水布垭枢纽地下厂房围岩稳定三维弹塑性分析[J]. 长江科学院院报, 1999, 16(1): 48-51.

[6] 刘建华,朱维申,李术才,等. 小浪底水利枢纽地下厂房岩体流变与稳定性 FLAC-3D 数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(14): 2484-2489.

[7] 朱维申,邱祥波,李术才,等. 损伤流变模型在三峡船闸高边坡稳定分析的初步应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(5): 431-437.

[8] 朱维申,程峰. 能量耗散本构模型及其在三峡船闸高边坡稳定性分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(3): 261-264.

[9] 陈卫忠,朱维申,李术才. 节理岩体断裂损伤耦合的流变模型及其应用[J]. 水利学报, 1999(12): 33-37.

[10] HEUSERMANN S, ROLFS O, SCHMIDT U. Nonlinear finite-element analysis of solution mined storage caverns in rock salt using the LUBBY2 constitutive model[J]. Computer & Structures, 2003(4): 629-638.

[11] 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999: 12.

[12] NICOLAE M. Non-associated elasto-viscoplastic models for rock salt[J]. International Journal of Engineering Science, 1999, 37: 269-297.

[13] 夏熙伦,徐平,丁秀丽. 岩石流变特性及高边坡稳定性流变分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1999(12): 312-322.

[14] 陈卫忠,朱维申,李术才,等. 水布垭大型地下厂房施工顺序和锚固参数优化分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(10): 1623-1628.

[15] 徐卫亚,谢守益,蒋晗,等. 清江水布垭水电站地下厂房岩体质量评价及反馈设计研究[J]. 工程地质学报, 1997, 8(2): 191-196.

[16] 陈有亮,刘涛. 岩石流变断裂扩展的力学分析[J]. 上海大学学报, 2000(6): 491-496.

(收稿日期 2006-05-08 编辑 熊水斌)