

# 弹塑性损伤模型在某地下厂房工程中的应用\*

张强勇<sup>1</sup> 朱维申<sup>2</sup> 金亚兵<sup>1</sup>

(<sup>1</sup>深圳市地质局岩土所 深圳 518031) (<sup>2</sup>中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉 430071)

**摘要** 建立了断续多裂隙岩体的弹塑性损伤本构模型,并将该模型应用于某大型水电站地下厂房工程,进行了施工开挖弹塑性损伤三维非线性有限元计算,获得了较为满意的结果。

**关键词** 断续裂隙,弹塑性损伤,地下厂房,三维有限元

**分类号** TU 452

## 1 前言

裂隙岩体内部含有大量断续节理裂隙,由于它们的损伤影响及在开挖卸荷作用下的损伤演化,导致岩体力学性质呈现出非常复杂的不连续性、非均质性和强烈各向异性<sup>[1, 2]</sup>。对于岩体的损伤断裂力学特性,文[3]根据几何损伤理论建立了裂隙岩体的损伤断裂本构关系;文[4]基于自治理论建立了岩体的损伤断裂本构关系。但这些本构模型都不能有效反映岩体的损伤演化特性,因而不能很好揭示损伤演化对岩体弹塑性变形的影响。对此,本文基于节理裂隙压剪闭合、扩展断裂的变化机制,并考虑裂纹扩展过程中的能量转换与能量变化,建立了三维弹塑性损伤本构模型,反映裂隙岩体的损伤变形特性。

## 2 弹塑性损伤本构模型

### 2.1 等效弹性-初始损伤柔度张量

假设单位体积岩体内含有 $M$ 组概化优势节理裂隙,其中任意第 $k$ 组节理面的法向单位矢量是 $n^{(k)}$ ,平均体积密度是 $\rho_v^{(k)}$ ,统计平均半径是 $a^{(k)}$ ,则根据Betti能量互易定理可求得裂隙岩体的等效弹性-初始损伤柔度张量<sup>[3, 4]</sup>:

$$C_{opkl}^{eod} = C_{opkl}^e + C_{opkl}^{od} \quad (1)$$

式中:  $C_{opkl}^e$ 是无损岩体的弹性柔度张量,其值为

$$C_{opkl}^e = \frac{1+\nu_0}{2E_0} (\delta_{ok}\delta_{pl} + \delta_{pk}\delta_{ol}) - \frac{\nu_0}{E_0} \delta_{op}\delta_{kl} \quad (2)$$

$C_{opkl}^{od}$ 是裂隙岩体的初始损伤柔度张量,其值为

$$C_{opkl}^{od} = \frac{1}{E_0} \sum_{k=1}^M \left\{ \rho_v^{(k)} a^{(k)3} [2G_1(1-C_v^{(k)})^2 n_o^{(k)} n_p^{(k)} n_k^{(k)} n_l^{(k)} + \frac{1}{2} G_2(1-C_s^{(k)})^2 (\delta_{op} n_o^{(k)} n_l^{(k)} + \delta_{on} n_p^{(k)} n_l^{(k)} + \delta_{lo} n_p^{(k)} n_k^{(k)} + \delta_{lp} n_o^{(k)} n_k^{(k)} - 4n_o^{(k)} n_p^{(k)} n_k^{(k)} n_l^{(k)})] \right\} \quad (3)$$

式(2), (3)中:  $E_0, \nu_0$ 分别是无损岩体的弹模和泊松比;  $G_1, G_2$ 是裂纹形状系数;  $C_v^{(k)}, C_s^{(k)}$ 分别是第 $k$ 组节理面的法向传压系数和切向传剪系数,其值可参见文[6]。

### 2.2 损伤演化柔度张量及能量损伤演化方程

根据图1所示三维节理裂纹的扩展机理<sup>[7]</sup>,并考虑裂纹扩展过程中的能量转换与能量变化,可推得裂隙岩体的能量损伤演化方程为<sup>[3, 4]</sup>

$$\dot{\omega}_{pmn} = - \frac{\partial E_{opkl}^{eod}}{\partial \sigma_{rs}} C_{klnm}^e \dot{\sigma}_{rs} \quad (4)$$

式中:  $\dot{\omega}_{pmn}$ 是用弹性损伤柔度张量定义的反映岩体各向异性受损的4阶损伤张量;  $E_{opkl}^{eod}$ 是裂隙岩体的等效弹性-损伤刚度张量,其值为

$$E_{opkl}^{eod} = (C_{opkl}^{eod} + C_{opkl}^{ad})^{-1} \quad (5)$$

式中:  $C_{opkl}^{eod}$ 是裂隙岩体的等效弹性-初始损伤柔度张量,其值见式(1);  $C_{opkl}^{ad}$ 是裂隙岩体的损伤演化柔度张量,其值为

$$C_{opkl}^{ad} = \frac{1}{E_0} \sum_{k=1}^M \left\{ \rho_v^{(k)} a^{(k)2} \cdot [B_1^{(k)} n_o^{(k)} n_p^{(k)} n_k^{(k)} n_l^{(k)} + B_2^{(k)} (n_o^{(k)} n_l^{(k)} \delta_{op} + n_p^{(k)} n_l^{(k)} \delta_{ok} + n_o^{(k)} n_k^{(k)} \delta_{lp} + n_p^{(k)} n_k^{(k)} \delta_{lo})] \right\} \quad (6)$$

1998年7月8日收到初稿,1998年10月9日收到修改稿。

\* 国家“九·五”科技攻关项目(编号:96-221-05-03-02(3))。

作者张强勇简介:男,31岁,博士,1989年毕业于武汉水利电力大学水电系水利工程建筑专业,现任副所长,主要从事岩土工程方面的设计、施工技术管理和科研工作。



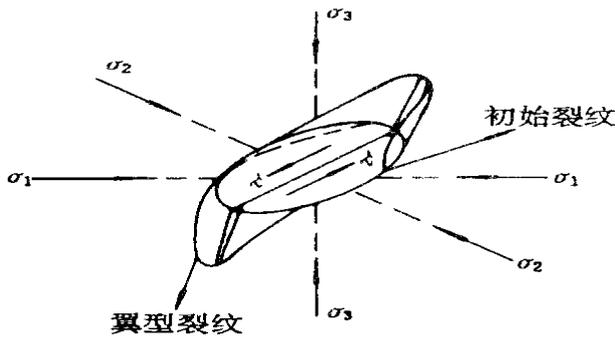


图 1 三维节理裂纹扩展模型

Fig. 1 Propagation model of 3-D crack

式中: 系数  $B_1^{(k)}$ ,  $B_2^{(k)}$  可参见文[5, 6]。

### 2.3 弹塑性损伤本构模型

损伤除了与弹性变形耦合外, 还与塑性变形耦合, 对此本文通过有效应力耦合损伤与塑性变形, 然后根据有效应力空间岩体的塑性损伤屈服面方程, 依据岩体的能量损伤演化特性, 经过推导可求得裂隙岩体在初始损伤、损伤演化和塑性损伤变形状态下的三维弹塑性损伤本构关系<sup>[5, 6]</sup>:

$$\bar{\sigma}_{kl} = K_{klrs} \epsilon_{rs} \quad (7)$$

式中:  $K_{klrs}$  是裂隙岩体的弹塑性损伤模量张量, 其值为

$$K_{klrs} = E_{klrs}^{e-d} \frac{\left[ E_{uvkl}^{e-d} \left( \frac{\partial C_{abcd}^{ad}}{\partial \omega_{uv}} E_{cdqr}^{e-d} \sigma_{qr} + C_{abcd}^{e-d} E_{cduv}^{e-d} \right) \frac{\partial}{\partial \omega_{ab}} \right]}{\left[ \frac{\partial}{\partial \omega_{ij}} E_{rskl}^{e-d} \left( \frac{\partial C_{ijop}^{ad}}{\partial \omega_{kl}} E_{opmn}^{e-d} \sigma_{mn} + C_{ijop}^{e-d} E_{opkl}^{e-d} \right) \frac{\partial}{\partial \omega_{rs}} \right] + A} + A \quad (8)$$

式中:  $\bar{\sigma}$  是岩体的有效应力张量;  $f$  是岩体的塑性损伤屈服面方程;  $A$  是材料软、硬化参数, 其值可由实验确定。

## 3 工程应用

### 3.1 工程简介

某水电站是以发电为主, 兼有拦沙、防洪、漂木等综合利用效益的特大型水利水电枢纽工程, 初拟电站正常蓄水位 610 m, 相应库容  $129.6 \times 10^8 \text{ m}^3$ , 混凝土拱坝最大坝高 295 m, 电站总装机容量  $1.44 \times 10^7 \text{ kW}$ , 年发电量  $6.098 \times 10^{10} \text{ kW} \cdot \text{h}$ 。

电站地下厂房区岩体由二叠系上统峨眉山玄武岩组成, 厂房区岩体较新鲜完整, 区内未发育较大规模的断层, 厂房区断续裂隙分布主要有 5 组:

$N 10^\circ \sim 35^\circ E/NW (SE) \quad 70^\circ \sim 90^\circ$      $N 50^\circ \sim 80^\circ E/SE (NW) \quad 70^\circ \sim 90^\circ$      $N 0^\circ \sim 30^\circ W/N E \quad 10^\circ \sim 30^\circ$      $N 10^\circ \sim 30^\circ E/NW (SE) \quad 4^\circ \sim 20^\circ$      $N 70^\circ$

$90^\circ E/NW \quad 8^\circ \sim 30^\circ$

裂隙一般延伸长 1~3 m, 间距多 > 50 cm, 裂隙面较新鲜, 微起伏粗糙, 一般无充填闭合, 无地下水活动。

### 3.2 计算条件

地下厂房洞区围岩的力学参数见表 1, 初始地应力场经反演得到, 并知洞区地应力场是一个受地质构造影响较大, 由自重和构造联合作用的中等偏高的地应力场。计算范围: 长(垂直于厂房轴线方向) 900 m, 宽(沿厂房轴线方向) 取两个机组段的长度; 高(沿高程方向) 200 m 至地表, 计算域共有 4 976 个单元, 5 427 个节点, 有限元网格部分见图 2, 根据施工开挖方案, 计算模拟了 5 期分步开挖施工过程。

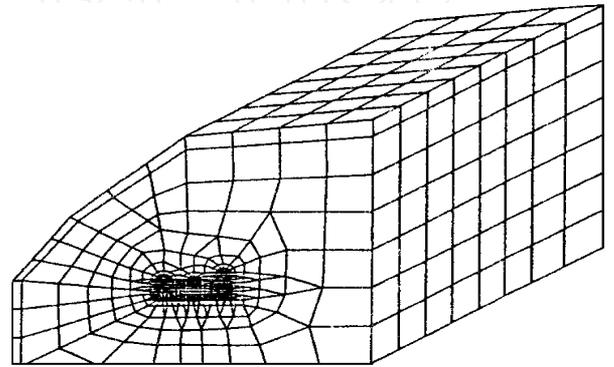


图 2 有限元网格

Fig. 2 Diagram of FEM mesh

表 1 地下厂房围岩力学参数

Table 1 Mechanical parameters of surrounding rockmass in underground power house

岩性	容重 /kN · m <sup>-3</sup>	抗拉 强度 /MPa	泊松 比	弹性 模量 /GPa	抗剪断强度		抗剪强度	
					$f$	$C$	$f$	$C$
微新 完整 较完整 玄武岩	28.5	1.5	0.20	25	1.35	2.5	1.08	0.0

### 3.3 计算结果分析

以最后一期即第 5 期开挖后计算结果进行分析。

#### 3.3.1 位移场变化规律

图 3 是地下厂房洞室群开挖边界特征点位置示意图, 图 4 是第 5 期开挖后的弹塑性损伤计算位移矢量图, 表 2 是洞室开挖边界特征点的位移值变化, 由表 2、图 4 分析知, 开挖后, 由于应力释放, 洞周变形朝向洞内, 弹塑性损伤计算最大位移为 2.01 cm, 发生在母线洞与主厂房侧墙的交汇处, 由表 2 分析知, 弹塑性损伤计算位移值比弹塑性计算位移值增大 47%~55%, 这说明节理裂隙造成了岩体力

表 2 地下厂房开挖边界特征点位移值变化

Table 2 Variation of displacements of character points on excavated boundary of underground power house cm

位置	特征点号	三维弹性计算位移值				三维弹性损伤计算位移值			
		X 向	Y 向	Z 向	合位移	X 向	Y 向	Z 向	合位移
主厂房	2894	0.00	-0.66	0.00	0.66	-0.06	-1.16	0.04	1.16
	2751	0.86	0.06	0.00	0.86	1.19	0.17	0.01	1.20
	2624	0.54	0.73	0.00	0.91	0.86	1.29	0.07	1.55
	2482	0.11	0.84	0.00	0.85	0.25	1.48	0.06	1.50
	2575	-0.61	-0.42	0.01	0.74	-0.83	-0.74	0.04	1.11
2756	-0.54	-0.94	0.13	1.09	-0.76	-1.67	0.12	1.83	
主变室	2872	0.02	-0.62	0.00	0.62	-0.05	-1.15	0.04	1.16
	2819	0.42	-0.96	0.07	1.04	0.46	-1.62	0.06	1.68
	2734	-0.17	0.76	-0.01	0.78	-0.22	1.12	0.02	1.14
	2823	-0.59	-0.14	0.01	0.60	-0.85	-0.37	0.03	0.93
调压室	2941	0.00	-0.69	0.00	0.69	-0.07	-1.20	0.04	1.20
	2809	1.06	0.00	0.00	1.06	1.40	0.02	0.00	1.40
	2680	0.95	-0.40	0.00	1.03	1.20	-0.66	0.02	1.37
	2502	-0.02	1.05	0.00	1.05	0.04	1.78	0.07	1.78
	2684	-1.11	0.06	0.00	1.11	-1.50	-0.03	0.00	1.50
2813	-1.08	0.01	0.00	1.08	-1.46	-0.16	0.01	1.47	
母线洞	2757	-0.38	-1.12	0.12	1.19	-0.59	-1.92	0.12	2.01
	2760	0.36	-1.14	0.10	1.20	0.33	-1.93	0.13	1.96
	2818	0.36	-1.16	0.12	1.22	0.34	-1.84	0.11	1.87
	2699	-0.22	0.75	0.01	0.78	-0.24	1.10	0.04	1.12
	2701	-0.07	0.73	0.01	0.73	-0.05	1.08	0.04	1.08
尾水洞	2613	-0.04	-0.42	0.00	0.42	-0.08	-0.69	0.02	0.69
	2619	-0.08	-0.76	0.00	0.77	-0.19	-1.34	0.04	1.35
	2488	-0.01	1.08	0.00	1.08	0.09	1.85	0.06	1.86
	2494	-0.01	1.11	0.00	1.11	0.08	1.89	0.07	1.89

注：表中 X 向、Y 向、Z 向位移符号规定：“+”与坐标轴正向一致；“-”与坐标轴负向一致。

学性质的显著“弱化”和强烈各向异性，从而增大了裂隙岩体开挖卸荷作用下的变形量。

### 3.3.2 塑性区和损伤演化区分布规律

图 5、6 分别是弹塑性损伤计算洞区围岩塑性区和损伤演化区分布。由图 5、6 分析知，开挖后，主厂房、主变室、调位井拱顶部位、侧墙部位以及母线洞与尾水管之间的岩柱体部位出现了一定范围的塑性区和损伤演化区，因此施工时应特别注意监测这些部位的变形发展，尽量减少对洞区岩柱体的干扰，保持岩柱体的完整性，并对拱顶、侧墙及洞区岩柱体部位进行系统锚固和预应力锚固。

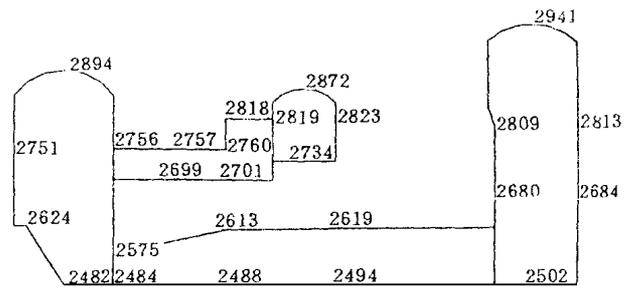


图 3 地下厂房开挖边界特征点

Fig 3 Character points on excavated boundary of underground power house

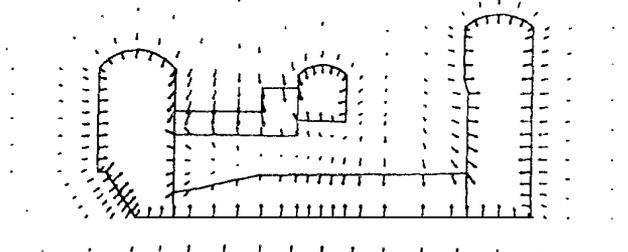


图 4 位移矢量图

Fig 4 Diagram of displacement vector

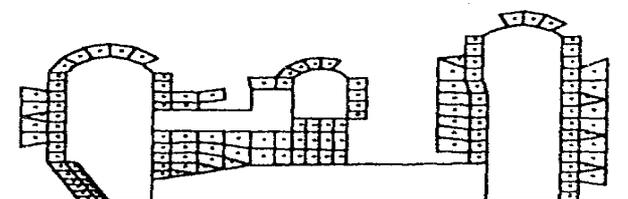


图 5 地下厂房塑性区

Fig 5 Plastic zone for underground power house

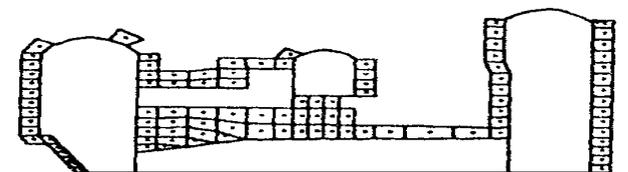


图 6 地下厂房损伤演化

Fig 6 Damage evolution zone for underground power house

## 4 计算结论

(1) 本文建立的弹塑性损伤本构模型较好地反映了裂隙岩体的各向异性损伤力学特性，计算表明：弹塑性损伤计算位移值比弹性计算位移值大，这说明节理裂隙造成了岩体力学性质的显著“弱化”和强烈各向异性，从而增大了裂隙岩体开挖卸荷作用下的变形量。

(2) 开挖后, 洞周变形朝向洞内, 在主厂房、主变室、调位井拱顶部位、侧墙部位以及母线洞与尾水管之间的岩体柱部位出现一定范围的塑性区和损伤演化区, 因此施工过程中应密切监测这些部位的变形发展, 并对这些部位进行系统锚固和预应力锚固。

### 参 考 文 献

- 1 王 成, 易志坚 断续节理在 II 型受载下的弹塑性分析 岩石力学与工程学报, 1998, 17(2): 153~ 158
- 2 李术才, 朱维申 复杂应力状态下断续节理岩体断裂损伤机理研究及其应用 岩石力学与工程学报, 1999, 18(2): 143~ 146
- 3 孙卫军, 周维垣 裂隙岩体弹塑性损伤本构模型 岩石力学与工程学报, 1990, 9(2): 108~ 119
- 4 杨延毅 节理裂隙岩体损伤——断裂力学模型及其在岩体工程中的应用[博士学位论文] 北京: 清华大学, 1990
- 5 张强勇, 朱维申, 陈卫忠 三峡船闸高边坡开挖卸荷弹塑性损伤分析 水利学报, 1998, (8): 23~ 26
- 6 张强勇 多裂隙岩体三维加锚损伤断裂模型及其数值模拟与工程应用研究[博士学位论文] 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 1998
- 7 Gemanovich L N, Dyskin A V. Mechanics of 3-D crack growth under compressive loading. In: Hassani " Mitri ed. Rock Mechanics Rotterdam: Balkema, 1996, 1 151~ 1 160

## APPLICATION OF ELASTOPLASTIC DAMAGE MODEL IN A LARGE SIZED UNDERGROUND POWER HOUSE

Zhang Q iangyong<sup>1</sup> Zhu W eishen<sup>2</sup> Jin Y abing<sup>1</sup>

(<sup>1</sup> Design Institute of Geotechnical Engineering of Shenzhen Geology Bureau, Shenzhen 518031 China)

(<sup>2</sup> Institute of Rock and Soil Mechanics, The Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071 China)

**Abstract** A 3-D elastoplastic damaged constitutive model for intermittent multi-joints rock mass is established. The model is applied to underground power house of a large sized hydroelectric station to carry out 3-D calculation of nonlinear finite element of elastoplastic damage under excavation and obtain some satisfactory results.

**Key words** intermittent joints, elastoplastic damage, underground power house, 3-D FEM

## 中国岩石力学与工程学会第四届岩体物理数学模拟 专业委员会及 99 学术年会在宜昌召开

中国岩石力学与工程学会第四届岩体物理数学模拟专业委员会及 99 学术年会于 1999 年 10 月 22~ 24 日在宜昌长委会前坪基地召开, 来自全国 30 多个单位的 40 多位代表参加了会议。会议以三峡工程为主要背景, 同时交流了小浪底、二滩和李家峡等水电工程中的岩石力学与工程的研究、设计与施工成果; 会议还就三峡船闸高边坡与中隔墩的变形以及其他热点问题进行了讨论; 会议期间还讨论了专委会的换届问题, 决定明年年会在南京召开; 会议还委托《岩石力学与工程学报》以增刊的形式, 集中发表岩体物理数学模拟方面的文章, 该增刊于明年 6 月份出版发行, 请有关作者将稿件于 2000 年 2 月底前寄至北京清华大学水电系杨 强, 邮编: 100084。

(王可钧供稿)