

大型洞室群稳定性分析与智能动态优化设计的数值仿真研究

江 权¹, 冯夏庭¹, 向天兵¹, 周 辉¹, 陈建林², 补约依呷², 侯 靖²

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 中国水电工程顾问集团 华东勘测设计研究院, 浙江 杭州 310014)

摘要: 为实现数值仿真计算结果能准确反映大型洞室围岩实际力学行为, 结合锦屏二级水电站地下厂房枢纽洞室群稳定性分析, 在阐述大型地下洞室群数值仿真计算要点基础上, 首先重点从岩体本构模型识别和力学参数识别2个方面详细介绍如何实现数值仿真计算的正确化。采用考虑空间分布协调的多元监测信息的6次岩体力学参数跟踪识别, 获得锦屏二级地下厂房岩体的等效力学参数, 从而通过参数反分析的方法在一定程度上证明岩体等效力学参数具有相对稳定性和可识别性。同时, 结合数值模拟展现出的围岩应力、变形、塑性区等方面计算结果与工程岩体的具体地质条件和洞室群结构特点, 论述锦屏二级水电站地下厂房上游高边墙变形较大、下游侧拱围岩与喷混凝土破坏、母线洞环状开裂、交叉洞口局部塌落等洞室围岩的变形与破坏机制。最后, 结合锦屏二级地下厂房枢纽洞室群稳定性分析与实践的研究认识, 对大型地下洞室修建中诸如结构面密集的高边墙支护问题、围岩应力集中区支护问题、工程区地下水对围岩稳定性影响等问题进行论述, 并探讨如何通过数值仿真计算、现场监测与经验丰富的专业人员的有机结合来实现大型地下洞室群稳定性设计的科学化。

关键词: 数值模拟; 大型洞室群; 参数跟踪识别; 稳定性分析; 围岩变形与破坏

中图分类号: O 242

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2011)03 - 0524 - 16

NUMERICAL SIMULATION METHOD FOR STABILITY ANALYSIS AND INTELLIGENT AND DYNAMIC OPTIMIZATION DESIGN OF LARGE CAVERN GROUP

JIANG Quan¹, FENG Xiating¹, XIANG Tianbing¹, ZHOU Hui¹, CHEN Jianlin², BU Yueyixia², HOU Jing²

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. HydroChina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou, Zhejiang 310014, China)

Abstract: For purpose of accurately sameness between numerical simulation and practically mechanical behaviors of cavern, key principles of numerical simulation method for underground caverns are described firstly. Then, right ways of rock constitutive model recognition and parameter recognition are introduced in detail, taking Jinping II hydropower station underground caverns as an example. On one hand, model recognition is carried out and checked from some aspects, including failure mode analysis of rock, deterioration rule of mechanical parameters, fitting of testing curves, simulation of testing tunnel, etc. On the other hand, six times dynamically intelligent back analysis of rock mechanical parameters considering spatial distribution multi-information have been done, which provide actually equivalent parameters for 3D simulation. With reasonable constitutive model and exact parameters, the calculation result of 3D numerical simulation about caverns excavation exposes

收稿日期: 2010 - 09 - 25; **修回日期:** 2011 - 01 - 12

基金项目: 国家重点基础研究发展规划(973)项目(2010CB732006); 国家自然科学基金资助项目(40902090); 湖北省自然科学基金项目(2010CDB10403)

作者简介: 江 权(1978 -), 男, 博士, 2001年毕业于中国地质大学隧道与地下工程专业, 现任副研究员, 主要从事地下工程数值模拟、大型洞室群稳定性分析与设计优化等方面的研究工作。E-mail: qjiang@whrsm.ac.cn

reasonable deformation, redistributed stress and plastic zone of surrounding rock, which can be used to explain special mechanical behaviors of surrounding rock, such as large deformation of powerhouse's upstream, failure of rock and shotcrete, circularity cracks of busbar tunnel, local slumping of fork rock, etc. What's more, based on the accumulation and experiences of Jinping II hydropower station underground cavern's study, some supporting issues in design, such as high sidewall with dense joint, position with concentrated stress and groundwater in surrounding rock, are also discussed, which provide legible instance and cues for study and design optimization of large underground engineering.

Key words: numerical simulation; large cavern group; dynamical recognition of parameters; stability analysis; deformation and failure of surrounding rock

1 引言

随着大型地下工程日益复杂化,数值仿真技术已广泛应用于地下厂房、隧道、库室等的稳定性分析与优化设计中^[1~10],与试验分析、理论解析一并成为当前岩土力学与工程研究的“三驾马车”,并且一直扮演着连接试验分析成果与理论研究进展之间的桥梁^[11~13]。然而,目前数值仿真仍然在工程界存在信誉度不高的窘境,这一方面有岩土介质复杂性制约了数值计算无法定量地给出各种设计参数的原因;另一方面也有数值仿真计算的实施者在计算参数、力学模型、边界条件、模型网格处理、计算结果解译等方面经验积累不够和处理不当的原因。

为此,本文阐述了基于连续介质分析手段的大型地下洞室群数值仿真计算的一些要点,并通过锦屏二级水电站地下洞室群计算结果的合理解译,表明了数值计算结果可以直接服务工程设计,也完全可以在洞室群围岩的支护优化设计中发挥支柱性而不是辅助性的作用。因此,笔者结合研究团队近年在大型工程数值仿真计算方面的经验,论述了工程岩体本构模型的合理识别和岩体力学参数跟踪识别的全过程,并进一步结合数值仿真计算结果和工程具体地质条件与结构特点阐述了锦屏二级地下洞室群修建中诸如上游高边墙变形较大、厂房下游侧拱围岩与喷混凝土破坏、母线洞环状开裂、交叉洞口局部塌落等围岩变形与破坏的内在机制。同时,在锦屏二级地下厂房稳定性优化设计的实践认识基础上,对大型地下厂房修建中诸如结构面密集的高边墙支护问题、洞室应力集中区支护问题、工程区地下水对围岩稳定性影响等进行了论述,并认为只有数值仿真计算、现场监测与经验丰富的专业人员的三方面有机结合才能真正实现大型地下洞室群稳定性设计的科学化。本文阐述的数值仿真计算方法和研究认识可为同类大型地下洞室群的稳定性分析和

支护优化设计提供范例和参考。

2 大型洞室群数值仿真计算要点

在确定的地下结构形式条件下,可以认为决定大型洞室群开挖数值仿真计算结果合理性的3个原则性因素是:材料本构模型、工程区初始地应力和计算输入的力学参数^[14]。这是因为:只有准确描述了洞室开挖作用下围岩典型变形与屈服特征的本构模型才能有效地揭示出洞室开挖过程或开挖后围岩的重分布应力、变形、屈服区等的产生和演化过程;只有数值模型中施加的初始地应力场与工程现场实际的地应力一致,数值仿真计算结果才有可能与洞室开挖后实际的围岩变形规律、变形模式、围岩破损的空间分布特征、应力集中部位与集中程度等相吻合;也只有数值计算中输入的岩体力学参数准确或具有代表性,其计算结果(如变形量、塑性区深度等)才可能与洞室的实际监测变形量级、检测的围岩松动圈深度等基本一致。也就是说,正确选取或确定工程岩体本构模型、初始地应力和力学参数是决定数值仿真计算结果可信的3个关键因素。同时,在大型地下洞室群的数值仿真计算中,还有一些技术性问题也需要深入考虑,诸如:

(1) 工程区地质条件的合理概化。由于大型地下洞室(群)通常都穿越岩性不同的地层和遭遇诸多断层、节理密集带、软弱夹层等不良地质体,故数值计算中对这些不良地质体的合理概化就十分必要。经验而言,一般穿越洞室(群)且力学性质较差的断层和软弱带应从数值网格模型、本构模型、数值计算参数方面都加以考虑;对于一些规模不大或性状相对较好的不良地质体,则可从数值网格模型、本构模型、数值计算参数的某一方面或两方面适当反映;而对于一些未穿越或与洞室距离大于2倍左右洞径的不良地质体与不同岩性地层等则可以简化考虑或不考虑。实践中,也只有采取一定的地质条

件简化处理才能既保证数值仿真计算合理又能使得数值计算不过于复杂化。但是,对于洞室开挖中新揭露的不良地质体或大断层则应添加到计算模型中。

(2) 数值计算边界条件符合实际。数值计算模型设定的各种边界条件,如应力边界条件、位移边界条件、自由边界条件、模型边界与模型核心区的距离等,都必须符合工程实际情况。一般而言,为克服计算边界条件对数值计算结果的影响,计算模型的几何边界到洞室之间的距离应达到3~5倍最大洞室的尺寸。而据笔者的经验,对于高度达60~70 m而长度达数百米的水电地下厂房而言,只有其左右、前后和下部几何模型边界到开挖洞室的距离达到5倍左右洞室高度、而上部采用山体自然形态时,模型边界条件对厂房高边墙变形、围岩应力等的影响才可以基本忽略。需注意的是,无限地增大数值几何模型虽然能进一步减小边界差异对计算结果的影响,但这样也将导致计算尺寸过大和单元数量过多而计算不经济的问题。同时,计算模型的边界约束方式也同样影响着计算结果,是选择位移约束边界条件或应力约束边界条件,还是混合约束边界条件则需根据具体工程特点和实施者对工程的理解来确定。

(3) 复杂工程结构抓大放小。大型地下洞室群结构上除了满足特定功能的大尺寸洞室外,还存在许多与之连通或临近的隧洞或功能室,如交通洞、运输支洞、排风排烟洞、排水廊道等。在数值实体建模时,对一些大尺寸和重点关注的洞室则应精确虚拟,而对一些与主要洞室关系不大、或不重要、或辅助性的小尺寸隧洞和廊道等则应进行简化虚拟或不虚拟。实践中发现也只有这样才能实现数值仿真计算,既可以把握洞室群开挖中的基本力学行为又能避免数值网格模型过于复杂或难以实现。

(4) 数值计算网格粗细有别。一方面,大型地下洞室群的三维几何模型尺寸大;而另一方面洞室群的复杂性要求数值模型尽可能精细。这就常导致一种困境:为实现洞室开挖过程中围岩力学行为的精细模拟,则计算网格应尽量小(如达到1 m或更小的尺寸),然而这样的话就会使得含复杂断层和地层的多洞室结构的网格数量剧增,达到数百万甚至上千万,最终导致数值迭代计算无法进行;为把模型的网格数控制在一定范围内(如1百万单元左右),则必然造成网格尺寸较大,难以实现精细化建模和计算结果的准确分析。例如,当通过计算的屈服单元判断围岩塑性区深度时,3~4 m的单元尺寸必然

导致洞室开挖后围岩松动区(或损伤区)深度的判断结果很粗糙。因此,无论是单机计算还是并行计算,在含复杂地质和洞室群结构的三维模型网格剖分时都应采用有差别的网格剖分原则,即对重点关注洞室和部位采取精细网格剖分,对邻接开挖体的围岩采用有策略地精细网格剖分,而对一些远离开挖体的区域则进行大尺寸网格剖分,达到兼顾控制网格数量和确保计算质量的目的。

(5) 计算结果合理解译。数值计算结果的分析和理解通常是仁者见仁智者见智,但对计算结果进行解译时有2点应纳入考虑:①运用数值计算结果分析或预测洞室围岩的稳定性和力学行为时,应与该部位具体的局部工程地质和岩性条件紧密结合起来,不管数值计算中是否充分或一定程度上考虑了这一局部工程地质特性或岩性;②为方便分析人员更准确和直观地认识洞室开挖后围岩力学行为和内在的变形与屈服机制,可以借助一些非传统的稳定性分析指标,如干扰能量^[15]、加固力^[16]、LERR^[17]、FAI^[18]等。也就是说,只有结合一些工程具体的工程条件和岩石力学研究的前沿理论,数值仿真计算的解读才是生动、有针对和合理的。

3 岩体力学特性与本构模型

具体工程岩体力学性质的差异决定了数值仿真分析中材料本构模型的针对性^[19, 20]。锦屏二级水电站地下厂房(具体工程简介参见冯夏庭等^[21]研究,这里不赘述)大理岩历史上经历了复杂而漫长印支晚期成岩、燕山期和喜马拉雅期的构造变形和新生代次生蜕化的地质演绎过程,故其力学特征具有其个性^[22]。通过对锦屏二级水电站地下厂房区域 T_{2y}^4 和 T_{2y}^{5-1} 大理岩的室内三轴试验表明,岩石的单轴抗压强度一般为75~90 MPa。在单轴或低围压下的三轴压缩试验中,大理岩轴向应力-应变曲线在峰值强度后出现明显的轴向应力跌落过程,具有脆性破坏特征,如图1中围压 $P=0$ 和5 MPa的试验曲线,其试样为近竖向张拉劈裂破坏(见图2)。在较高围压下的三轴压缩试验中,大理岩轴向应力-应变曲线在峰值强度后出现一个软化过程,如图1中围压 $P=15$ MPa的试验曲线,其试样为拉-剪切破坏。在高围压下的三轴压缩试验中,大理岩轴向应力-应变曲线在峰值强度后基本为近水平形式,具有理想塑性特点,如图1中围压 $P=30$ MPa的试验曲线,试样为共轭剪切破坏。

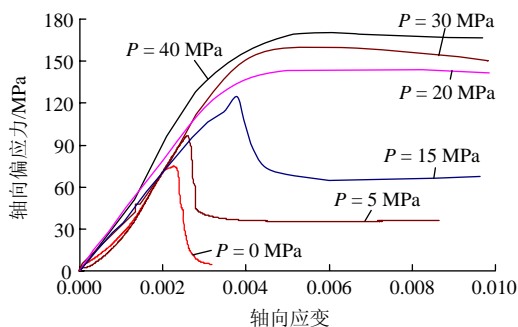


图 1 厂房区大理岩典型轴向偏应力 - 应变试验曲线
Fig.1 Typical axial stress-strain testing curves for marble in underground caverns

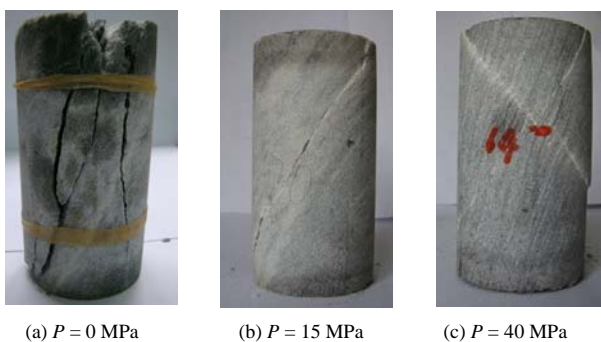


图 2 不同围压下厂房区大理岩典型破坏特征

Fig.2 Typical failure characters of marble in underground caverns under different confining pressures

此外, 锦屏二级水电站厂房区大理岩进一步的循环加卸载试验发现: 在峰值强度后, 大理岩的宏观弹性模量和黏聚力具有随塑性损伤变量不断降低劣化的特点, 而内摩擦角却表现为随塑性损伤变量上升的特点(见图 3)。实际上, 锦屏大理岩这一力学劣化特点与其他一些硬岩的试验结果也具有相似性^[23, 24]。

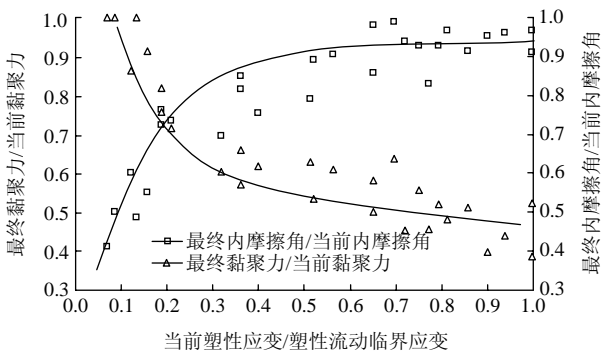


图 3 大理岩黏聚力和内摩擦角随塑性损伤变量演化
Fig.3 Evolution process of cohesion and internal friction angle of marble with plastic damage variable

因此, 在锦屏二级水电站地下厂房枢纽洞室群开挖过程的数值仿真分析时, 其材料本构模型就应考虑到大理岩不同围压下的脆 - 延性行为 and 峰值强

度后力学参数动态演化的特点。这里, 考虑了岩石屈服前的线弹性、屈服过程中的脆性跌落及塑性流动和力学参数同步劣化过程的岩体劣化模型 (RDM)^[25]就被选择用于锦屏二级水电站地下洞室群的数值仿真分析中。通过 RDM 模型对锦屏二级水电站厂区大理岩试验曲线的拟合分析(见图 4)和锦屏二级水电站厂区试验洞的模拟结果^[26]表明, 该模型可以较合理地描述洞室群大理岩的基本应力 - 应变特性。

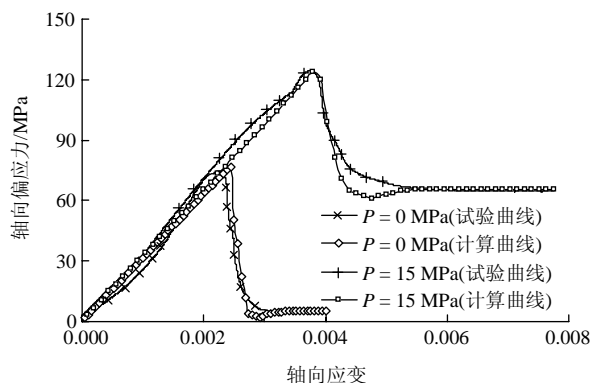


图 4 岩石压缩试验曲线与岩体劣化模型计算曲线对比
Fig.4 Contrasts between RDM calculating curves and rock compression testing curves

4 锦屏二级水电站地下洞室群开挖过程的数值仿真分析

由上面分析可知, 岩体本构模型、岩体力学参数、工程区地应力是影响地下工程数值仿真分析结果合理性和正确性的 3 个关键因素。在确定了锦屏二级水电站地下洞室群合理的大理岩本构模型和江权等^[27]采用智能方法反演获得了准确的工程区三维地应力场后, 准确地把握岩体等效力学参数就成为了正确预测开挖过程中洞室群力学行为的关键问题^[28~30]。

在大型洞室从上往下分层开挖过程中, 充分利用当前开挖层中监测和检测获得的围岩变形、松动圈深度等信息进行岩体等效力学参数识别, 进而将识别的等效力学参数作为数值模拟计算的输入参数, 再预测本洞室下一层开挖围岩力学行为是完全可行的, 这也是尽可能保证数值仿真分析结果合理的有效途径。

4.1 实际开挖分层方案与支护方案

根据初步设计分析和同类工程开挖实践经验, 锦屏二级水电站地下厂房枢纽洞室群实际分层开挖方案和顺序分别如图 5 和表 1 所示。由此可见, 厂

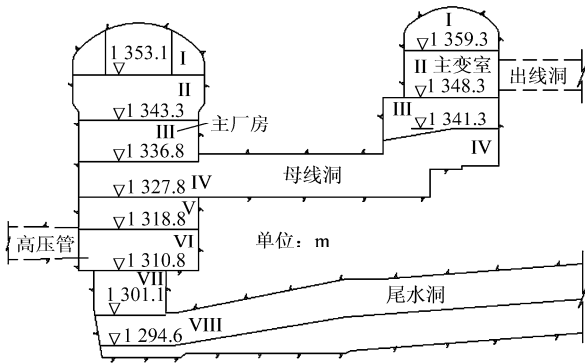


图5 厂房枢纽洞室群分层开挖方案

Fig.5 Excavation scheme of underground caverns

表1 厂房枢纽洞室群分期开挖顺序

Table 1 Excavation sequence of underground caverns

开挖期	主厂房	主变室	其他洞室
1	I		通风兼安全洞
2	II	I	
3	III	II	出线洞
4	IV	III, IV	母线洞
5	V		高压管
6	VI		
7	VII		尾水洞
8	VIII		尾水洞

房总体上分8期开挖，其中厂房的第I~VI层基本

上是自上往下开挖，而第VII，VIII层则是利用事先开挖的尾水洞采用导井法开挖；主变室基本上也是自上往下开挖；高压管道在厂房第V层开挖前已经开挖完成；母线洞利用厂房第IV层和主变室第III~IV层开挖后形成的通道进行开挖。

厂房枢纽洞室群原设计的围岩支护方式包括锚杆、锚索、喷混凝土等(见图6)，其中：主厂房和主变室顶拱主要采用预应力锚杆支护；厂房上游边墙采用不同长度的砂浆锚杆和预应力锚索联合支护；厂房与主变室之间的中隔墙采用2000 kN的预应力对穿锚索和不同长度的砂浆锚杆联合支护；主变室下游边墙主要采用不同长度的砂浆锚杆进行支护；尾水洞和基坑主要采用砂浆锚杆支护。此外，整个厂房和主变室的开挖面上都采用挂网喷混凝土(挂网 $\phi 8\text{ mm}@20\text{ mm}$ 喷层厚15 cm)进行表层支护。

4.2 洞室群三维数值计算条件

锦屏二级水电站地下洞室群三维开挖模拟计算模型的坐标原点选在主厂房机窝位置，计算模型坐标(X-O-Y)的坐标原点位于第8#机组中心线与厂房洞中轴线的交点(厂右0+217.00)。沿X和Y轴的计算范围分别为860和840 m，竖直方向从海拔800 m到山顶。3个坐标的方位分别为：X轴S55°E，Y轴N35°E，Z轴与大地坐标重合，其计算区域如图7所示。

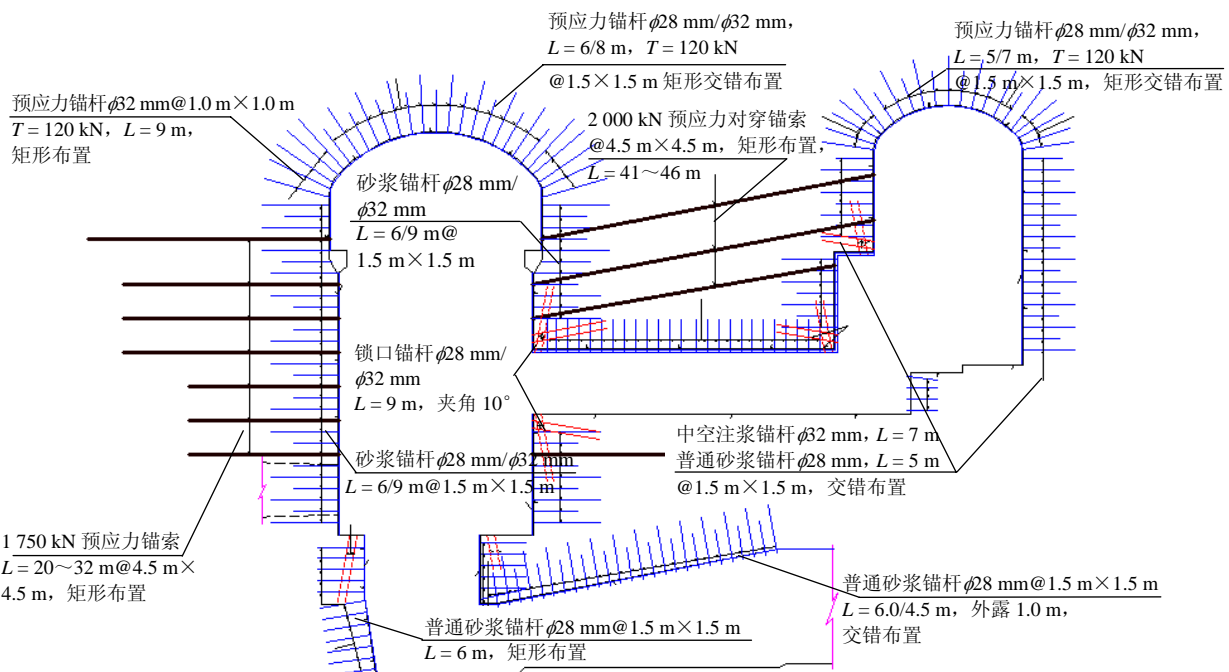


图6 厂房枢纽主要洞室锚杆和锚索支护设计

Fig.6 Support design of rock bolt and anchor wire for underground caverns

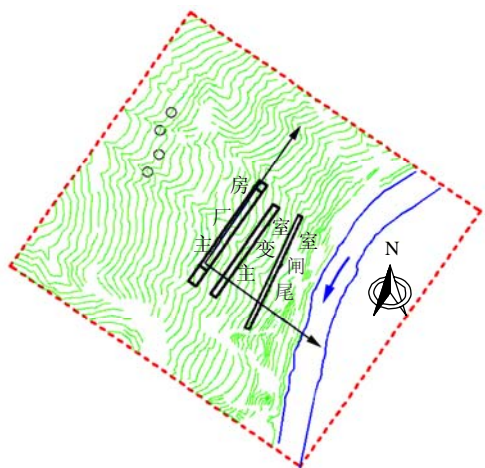


图 7 数值计算模型区域示意图
Fig.7 Range of numerical calculation model

地下洞室群虚拟模型包括了主副厂房、安装间、主变室、尾闸室、1 条连接厂房和主变室的交通洞、8 条连接主厂房和主变室的母线洞、8 条尾水洞和 8 条高压管道(见图 5 和 8)。数值模型共含 1.168×10^6 单元, 2.34×10^5 节点。在网格划分时, 其邻接开挖体洞室的围岩单元尺寸控制在 1 m 左右, 而远离开挖体区域的单元尺寸从 3~5 m 过渡到数十米不等。

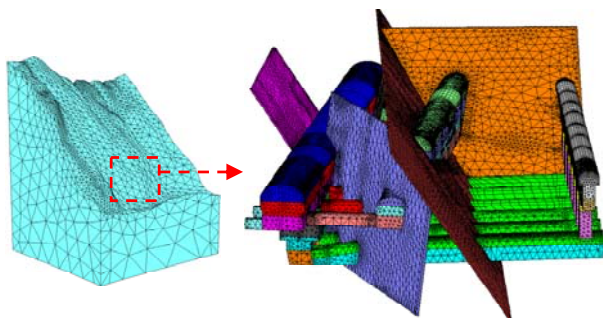


图 8 三维数值计算网格模型
Fig.8 Meshed 3D numerical model

为总体上把握开挖过程中围岩力学行为, 虚拟建造了包含 f16, f21, f65 等切过厂房与主变室的 7 条断层和 T_{2y}^4 , T_{2y}^{2-1} 两个主要地层, 其断层的力学本构模型采用理想弹塑性模型; 而对一些较小的断层, 如 f56, f59, f63 等次生小断层和厂区开挖为揭露的 T_{2y}^6 地层则采用隐性单元加以模拟。

仿真计算时, 其数值网格模型的下部边界采用法向位移约束; 模型的前后左右边界在施加了地应力荷载后也采用法向位移约束。其模型的地应力边界条件是基于实测地应力反演后获得的, 洞室开挖前工程区岩体最大初始地应力值为 15~17 MPa, 近垂直倾向河谷^[27]。

考虑到数值计算难以模拟厂房洞室群数量众多的系统锚杆, 因此计算中采用了朱维申等^[31]推荐的等效法, 将系统锚杆改善岩体的作用等效到岩体力学参数的提高, 如式(1)。对于喷射混凝土支护, 采用计算软件自带的 Shell 单元模拟加以模拟。

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= c_0 + \eta \frac{\tau s}{ab} \\ \varphi_1 &= \theta + \varphi_0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: c_0 , φ_0 分别为岩体的初始黏聚力和内摩擦角; c_1 , φ_1 分别为锚固岩体的黏聚力和内摩擦角; τ 为锚杆材料的抗剪强度; s 为锚杆的横截面面积; a , b 分别为锚杆的纵、横向间距; η 为黏聚力综合经验系数, 一般取为 2~5; θ 为内摩擦角经验增值。

4.3 岩体等效力学参数跟踪反演

大型洞室群常常穿越不同的地层, 遭遇局部不良地层和断层。故地下厂房通常沿轴线方向设有多个系统监测断面, 如锦屏二级地下厂房就设有 $S_1 \sim S_5$ 共 5 个监测断面(见图 9)。这样, 用于预测洞室后续开挖围岩力学行为的岩体等效力学参数反演也就可以依据监测断面采用分区段识别的方法, 即基于该监测断面实测数据识别获得的岩体等效力学参数仅代表该断面邻近区域的岩体力学参数。

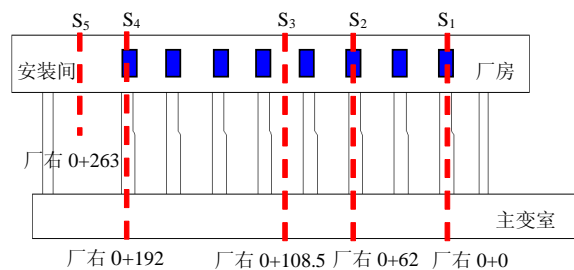


图 9 厂房洞室群系统监测断面
Fig.9 Systemic monitoring section of underground caverns

在锦屏二级水电站地下洞室群岩体力学参数反演时, 重点考虑的 3 个基本原则:

(1) 反演算法的全局化和快速化原则。为保证参数反演的质量, 反演算法应具有高度非线性映射能力和解的全局空间寻优能力。为实现反演结果能快速服务工程, 反演算法应具有高效率的数据处理能力, 能在很短时间内获得最优解。这里, 基于遗传算法和前馈神经网络相结合的智能进化算法被用于锦屏二级水电站地下厂房岩体等效力学参数的识别^[32]。

(2) 实测数据的多元化原则。一方面, 用于反演的实测数据类型应尽量多元化, 即不同类型数据

都融合到联合适应度函数 F 中, 即

$$fitness(F) = \min \left[(1 - \alpha) \sum_{i=1}^n (x_i^D - x_i^{D_o})^2 + \alpha \sum_{i=1}^m (x_i^P - x_i^{P_o})^2 \right] \quad (2)$$

式中: α 为权系数, 一般可取 0.5; x_i^D 为神经网络映射变形值; $x_i^{D_o}$ 为实测变形值; x_i^P 为神经网络映射松动圈深度; $x_i^{P_o}$ 为实测松动圈深度; n 为变形数据个数; m 为松动圈数据个数。

另一方面, 在实测数据正确合理的前提下, 应尽量选择那些同时反映洞室关键部位时空变形的数据点, 如锦屏二级地下厂房第三期反演分析时, S_3 监测断面岩体力学参数反演就考虑了选择包括主厂房和主变室上游边墙、上游拱座、顶拱、下游拱座等不同关键位置的多点位移计变形数据和松动圈深度数据(见图 10)。

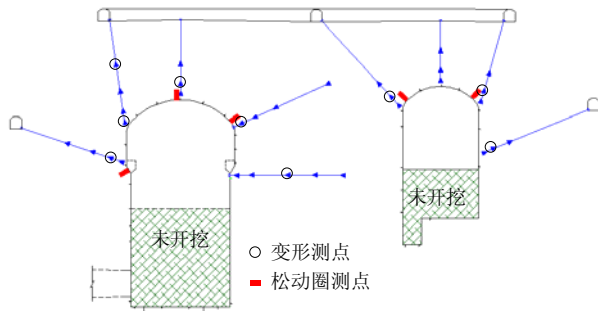


图 10 参数反演时选取的多元信息及测点位置图

Fig.10 Sketch of selected multi-information and points position for parameters recognition

(3) 待识别参数的少量化原则。一般而言, 当已知量个数(现场多元监测和测试信息)小于待求解的未知量个数时, 问题为多解问题; 只有当已知量个数(现场多元监测和测试信息)等于或大于待求解的未知量个数时, 问题才为静定或超静定问题^[33]。也就是说, 洞室岩体等效力学参数识别过程中, 实际的变形监测数据(n 个)和松动圈测试数据(m 个)的总个数应大于或等于待识别的岩体力学参数的个数(k):

$$n + m \geq k \quad (3)$$

虽然, 这样原则并不能根本上解决岩体等效力学参数识别的唯一性问题, 但在适当的参数敏感性分析和经验判断基础上^[34], 该原则非常有利于获得接近问题真实解的等效参数。

这样, 根据参数敏感性分析和厂区大理岩试验研究结果, 确定了根据工程现场监测信息进行识别的参数为共 4 个: 初始变形模量(E_0)、劣化变形模量(E_0)、初始黏聚力(c_0)和初始内摩擦角(φ_0)。另外,

根据室内试验结果和现场试验确定不进行识别的参数为残余黏聚力(c_d)、劣化峰值内摩擦角(φ_d)、抗拉强度(T)、黏聚力临界塑性应变(ε_c^p)、内摩擦角临界塑性应变(ε_φ^p)数值、变形临界塑性应变(ε_E^p), 其参数取值见表 2。

表 2 不参与识别的力学与模型参数

Table 2 Non-recognition mechanical and model parameters for numerical simulation

c_d/MPa	$\varphi_d(^{\circ})$	T/MPa	$\varepsilon_c^p/10^{-3}$	$\varepsilon_\varphi^p/10^{-3}$	$\varepsilon_E^p/10^{-3}$
0.5	42	0.5	2	4	2

在锦屏二级水电站厂区岩体力学参数反演中, 主要采用了 $S_1 \sim S_5$ 监测断面的多点位移计监测数据和实测松动圈深度数据对厂区的 T_{2y}^{5-1} 和 T_{2y}^4 地层进行了等效力学参数识别。进化神经网络判断参数解的合理性时, 采用了形如式(2)的联合适应度函数, 其具体参数识别过程参见冯夏庭^[29]的研究成果。由于计算中采用了弹脆塑性本构模型, 故在式(2)中神经网络映射的松动圈深度或计算的塑性区深度可大体等同于实测松动圈的深度。而且, 也只有这样近似等效才能实现通过计算的塑性区深度来合理地估计洞室开挖后围岩的松动圈深度。

在锦屏二级水电站地下洞室群 3 a 多的开挖过程中, 根据洞室群分层开挖的特点共开展了 6 次岩体力学参数跟踪识别, 分别是在洞室群的第 1~4 期开挖时每期都进行 1 次参数识别; 在洞室群第 5, 6 期开挖完成后进行 1 次参数识别; 在洞室群第 7, 8 期开挖完成后进行 1 次参数识别, 分期反演获得 T_{2y}^{5-1} 岩层等效岩体力学参数见表 3。

在岩体力学参数识别中, 通常存在的一个疑惑是识别的等效力学参数是否具有稳定性。通过对锦屏二级地下厂房岩体力学参数识别的实践表明: 经多次岩体参数跟踪识别后获得的参数值趋于稳定, 可作为于数值仿真计算的输入参数(见图 11)。实际上, 跟踪反演获等效岩体力学参数具有趋于稳定的特征, 一方面反映了其参数值基本接近问题的真实解, 另一方面也反过来证明了识别方法的正确性和稳定性。

然而, 岩体力学参数识别不是目的, 而是为了给数值仿真手段评价洞室稳定性和预测围岩力学行为提供合理的输入参数。因此, 评价参数反演质量的标准则应该是: 与工程现场围岩的实际变形与破

表 3 分期反演获得 T_{2y}^{5-1} 岩层等效岩体力学参数
Table 3 Recognized equivalent mechanical parameters of T_{2y}^{5-1} rock in different phases

次数	断面	E_0/GPa	E_d/GPa	$\varphi_0(^{\circ})$	c_0/MPa
1	S ₃	7.4	5.9	18.0	8.2
	S ₁	8.8	6.6	18.0	8.2
	S ₂	8.9	6.2	18.0	8.0
2	S ₃	9.0	7.0	25.0	7.7
	S ₄	8.2	5.4	22.5	7.4
	S ₅	7.1	5.0	24.0	8.8
3	S ₁	8.2	5.1	18.4	7.7
	S ₂	8.7	5.5	22.2	7.4
	S ₃	8.5	6.3	20.0	7.6
4	S ₁	8.2	5.1	20.5	7.8
	S ₂	8.3	5.1	22.2	7.5
	S ₃	8.6	6.3	20.0	7.7
5	S ₁	7.7	4.6	22.6	7.5
	S ₂	8.5	4.7	23.8	7.5
	S ₃	8.7	6.9	23.3	7.8
6	S ₁	8.0	4.1	19.6	7.8
	S ₂	8.1	4.7	21.3	7.8
	S ₃	8.6	5.9	20.1	7.5

注: (1) 因每次采用的实测信息量不完全一样, 故识别的参数个数也不一样; (2) 带下划线的为本次识别出的参数。

坏特征相吻合。在实践过程, 可以通过围岩变形模式、围岩变形量值、围岩破松动圈深度、围岩破坏空间位置等多角度对比。将上述识别获得的锦屏二级地下洞室群岩体等效力学参数代入数值计算中, 可以发现, 数值计算反映出来的厂房围岩整体变形模式与实测的围岩变形模式基本一致(见图 12(a)),

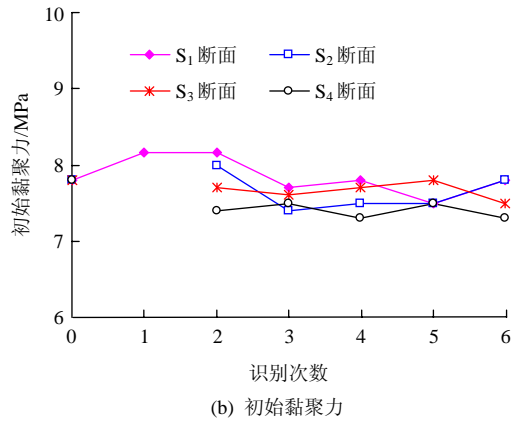
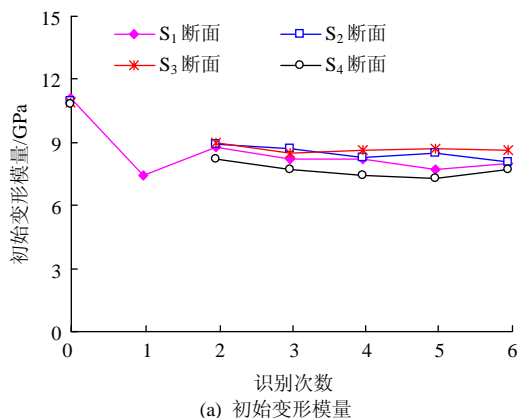
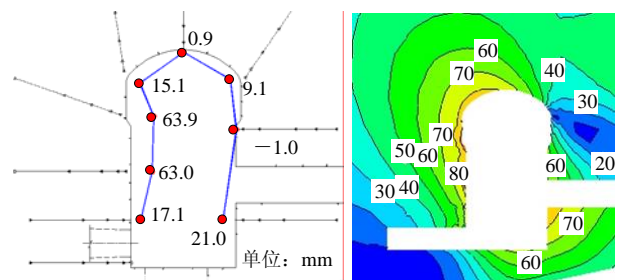
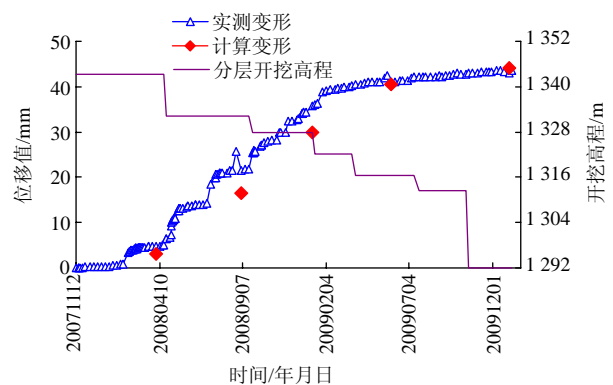


图 11 识别的参数值随识别次数的变化

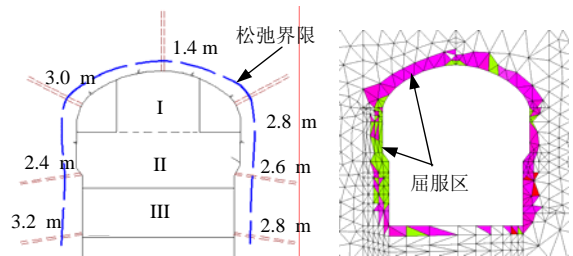
Fig.11 Development tendencies of recognized parameters with recognition times



(a) 厂房第 6 层开挖后实测变形模式与计算变形模式对比



(b) 厂房 Mcf0+000-1 实测变形与计算变形对比



(c) 厂房第 3 层开挖后实测松动圈与计算塑性区对比

图 12 采用了识别的等效力学参数后数值仿真计算结果与厂房开挖中实际的围岩力学行为对比检验

Fig.12 Contrasts between calculated numerical results absorbing recognized parameters and actual behaviors of rock

计算的围岩变形量值与洞室开挖过程中一些实测的围岩变形相吻合(见图 12(b)), 而且计算的塑性区深度也与洞室实测的松动圈深度基本一致(见图 12(c))。这些方面的对比评估表明, 基于识别的岩体等效力学参数的数值仿真分析可以较科学和合理地评价当前状态下洞室的稳定性和预测洞室后续开挖过程中的围岩力学行为。

5 锦屏二级水电站地下洞室群围岩力学特征分析

由于数值仿真计算采用了上述识别的本构模型和跟踪反演获得的岩体等效力学参数, 计算结果就可以更准确地给出洞室分层开挖中围岩的变形场、应力场、塑性区深度等基本力学特征, 从而可为围岩的支护设计优化提供理论支撑。

5.1 洞室开挖后的围岩变形场特征分析

虽然安装于岩体中的多点位移计实时监测可以获得洞壁一点的变形(见图 12(b)), 但从数值计算中获得的洞室开挖后围岩变形场来认识洞室群围岩整体变形特征则更为全面。总的来看, 整个主厂房的上游拱座和上游边墙中上部的开挖变形都较大, 最大值达到 70~75 mm; 主厂房的下游边墙母线洞洞下方的围岩开挖变形是整个洞室群横断面上变形量最大的部位, 最大值达到 80 mm 左右。另外, 主变室上游边墙围岩的开挖变形也较大, 达 40~50 mm; 其他如高压管、发动机基坑、尾水洞等洞室或部位的围岩变形量相对不大(见图 13)。考虑到厂区陡倾地层走向与主厂房和主变室的轴线呈小夹角、最大主应力方向近似垂直厂房轴线等特点, 可见锦屏二级地下厂房变形较大的必然是厂房和主变室的边墙。

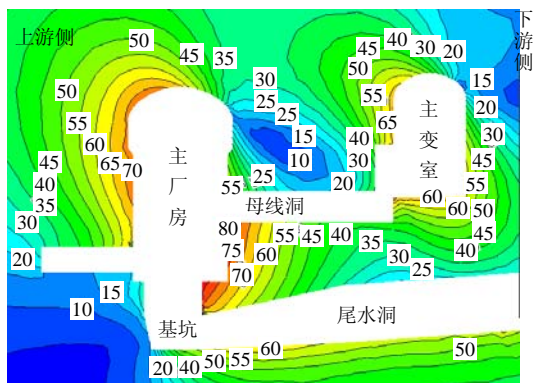


图 13 厂房枢纽洞室群典型机组段的围岩变形场(单位: mm)
Fig.13 Typical deformation isolines of surrounding rock in underground powerhouse caverns(unit: mm)

统计主厂房 $S_1 \sim S_4$ 监测断面上游边墙中上部多点位移计获得的围岩实测变形可知: 截至 2010 年 7 月初, 主厂房上游边墙高程 1 348 m(见图 5)位置实测围岩最大开挖变形为 90.18 mm, 平均变形为 65.5 mm; 高程 1 335 m 位置实测围岩最大开挖变形为 94.0 mm, 平均变形为 60.4 mm(见图 14)。这样的实测变形数值与上述数值计算显示厂房上游边墙中上部围岩变形达 70 mm 量级一致。如果进一步考虑多点位移计远端的测量相对不动点实际上也会向厂房临空面发生数毫米的变形, 这上述实测变形值就与图 13 的计算变形值更为接近。另外, 主变室上游边墙多点位移计监测到较大围岩变形和多根监测锚索荷载超过设计吨位都不同程度反映了主变室上游边墙围岩变形较为突出。

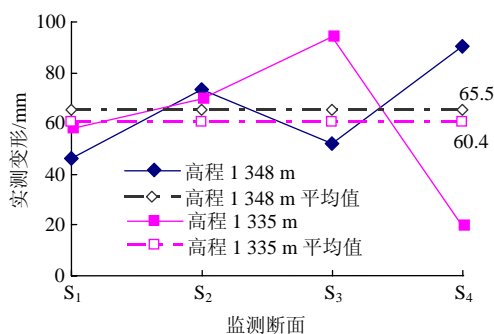


图 14 主厂房上游边墙多点位移计实测变形

Fig.14 Measured deformation of multi-points displacement meter at upstream side of main powerhouse

此外, 虽然厂房下游边墙母线洞下方的非预埋多点位移计虽然无法测量到全部的围岩开挖变形, 但是多条母线洞临厂房侧洞口喷混凝土或围岩出现许多张开宽度为 5~20 mm 环状裂缝(见图 15)的事实却从另外一个侧面直观地表明, 该部位围岩确实发生了较大的指向厂房临空面的变形。

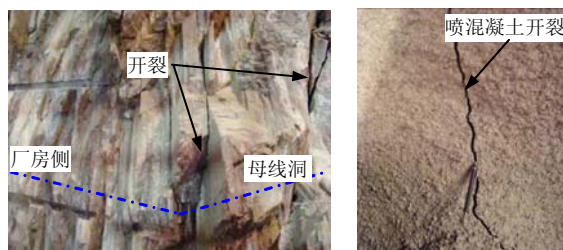
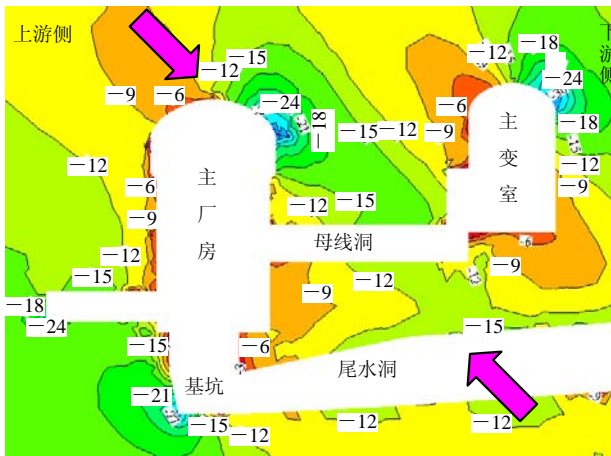


图 15 母线洞临厂房侧围岩与喷混凝土环状开裂
Fig.15 Orbicular cracks in shotcrete of busbar tunnel near powerhouse

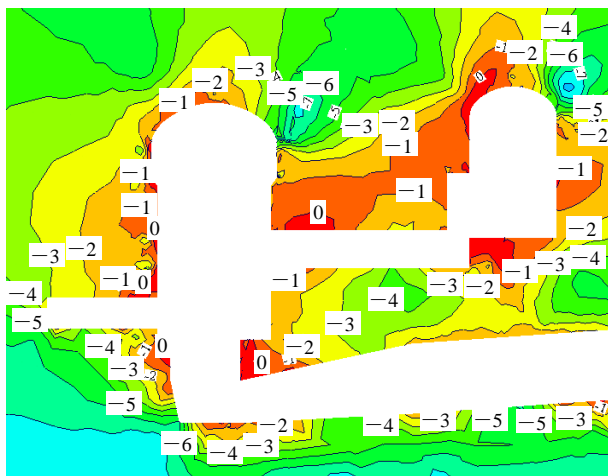
5.2 洞室开挖后的围岩重分布应力场特征分析

从洞室开挖完成后的围岩重分布应力场来看,

整个厂区洞室群应力集中部位主要是厂房下游拱座、主变室下游拱座和基坑位置, 集中的最大主应力达到 -36 MPa 左右(采用弹性力学符号规定, 压应力为负, 拉应力为正), 如图 16(a)所示。而相反, 主厂房上游边墙、主厂房上游边墙与高压管道交岔口、主厂房下游边墙与母线洞交岔口、基坑与尾水洞扩散段交岔口上方岩台、主变室上游侧边墙等部位在洞室开挖后重分布的围岩应力较小, 局部出现一定的拉应力(见图 16(b))。



(a) 最大主应力(单位: MPa)



(b) 最小主应力(单位: MPa)

图 16 厂房枢纽洞室群典型机组段的围岩重分布应力场
 Fig.16 Typical redistributed stress isolines of surrounding rock in underground powerhouse caverns

考虑到厂房与主变室高边墙的岩体层面陡倾的特点, 为避免洞室开挖后不利的二次应力导致高边墙围岩开裂和滑塌, 及时实施锚杆、挂网喷混凝土和锚索支护就十分必要了。本质上, 厂区洞室群这一围岩重分布应力特点总体还是受厂区初始最大主应力特征控制, 即厂区岩体中初始最大主应力与厂房轴线近垂直且倾角为 $40^\circ \sim 55^\circ$ 。在这一主应力作

用下, 必然导致洞室的下游拱座等部位应力集中而上游侧边墙岩体应力松弛明显。因此, 整个洞室的系统支护都应充分考虑到这样区域地应力场的特点。

在厂房第 III~IV 层开挖过程中, 主厂房下游拱座喷混凝土逐渐出现外鼓开裂, 局部且还出现一定程度的错位(见图 17)。由于厂区岩体强度本身不高, 而洞室开挖过程中该部位逐渐形成应力集中区, 则在重分布应力场中主厂房下游拱座的围岩应力与强度比将达到 $0.6 \sim 0.8$ (取围岩强度为 $45 \sim 60\text{ MPa}$), 明显达到了一般岩石的起裂应力和裂纹稳定发展应力的门槛值^[35, 36]。故该部位围岩将随着洞室后续开挖而逐步从喷混凝土的外鼓变形发展到开裂错位。这一围岩破坏特征不仅有力地说明了上述数值模拟计算揭示出厂房下游拱座应力集中现象的正确性, 同时也反映了数值计算结果可以合理地解释该部位围岩破坏的本质原因。



图 17 主厂房下游拱座喷混凝土外鼓并错位

Fig.17 Bulge and shear of rock and shotcrete at downstream arch of main powerhouse

此外, 数值仿真计算获得的围岩重分布应力场揭示出主厂房和主变室的上游高边墙围岩应力松弛明显, 这与厂房和主变室上游高边墙开挖过程中围岩层面和结构面普遍松弛张开明显的现象一致(见图 18)。



图 18 主厂房和主变室的高边墙层面与节理面张开

Fig.18 Splay joints and bedding plane of high wall at main powerhouse and main transformer chamber

5.3 洞室开挖后的围岩塑性区特征分析

从数值模拟洞室开挖后围岩的塑性区结果看，围岩一般部位的塑性区深度约 2 m，在一些洞室交岔口和应力集中部位，如厂房上游边墙与高压管道的交岔口、主变室的下游拱座等，围岩塑性区深度达 3 m 左右，特别是基坑与尾水洞扩散段交岔口的上方岩台塑性区面积较大(见图 19)。受洞室群开挖后围岩的二次应力场控制，主厂房和主变室下游拱座围岩一般为剪切屈服，而洞室高边墙围岩一般为张拉或拉-剪屈服。上述数值计算结果显示的围岩塑性区范围和屈服方式直接揭示出了洞室开挖施工过程中，围岩的损伤与破坏程度、破坏模式等。

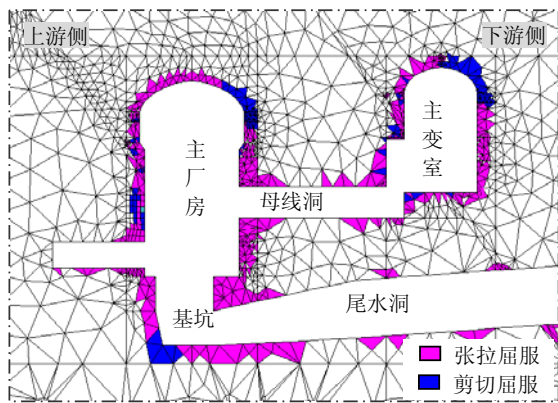


图 19 厂房枢纽洞室群典型机组段的围岩塑性区分布
Fig.19 Typical distribution of rock plastic zone in underground powerhouse caverns

实际上，上述计算的围岩屈服特征在洞室的实际开挖过程中也得到了较好的验证。如在多个洞室交岔口的开挖过程中，虽然都做了预支护或锁扣支护，但交岔口围岩还是出现不同程度的破坏和塌落，如图 20 中厂房与高压管道的交叉口、厂房基坑与尾水洞的交岔口的围岩塌落。这与上述计算揭示交岔洞口围岩普遍塑性区相对较大完全对应。



图 20 典型交岔洞口围岩破坏与塌落
Fig.20 Failure and falling of surrounding rock at crotch caverns

此外，图 17 中还显示主厂房下游拱座围岩为剪切破坏的特征，图 18 中显示出高边墙围岩为张拉破坏现场观察的实际现象与图 19 中计算揭示的围岩破坏模式也一致。进一步统计围岩实测松动圈深度可见，实际的围岩松动圈深度与计算的塑性区深度也基本吻合(见表 4)。

表 4 主厂房系统检测断面实测松动圈深度

Table 4 Measured depth of broken rock zone at systemic monitoring section of main powerhouse m

检测断面	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
顶拱	2.8	2.0	1.6	1.4
上游 EL1346	2.4	2.4	2.8	2.4
下游 EL1346	1.4	1.0	1.6	2.6
上游 EL1335	2.8	1.2	3.4	3.2
下游 EL1335	1.8	1.2	3.4	2.8
上游 EL1322	2.0	2.0	1.6	2.4
下游 EL1322	1.2	1.8	1.2	2.0

6 锦屏二级水电站地下洞室群稳定研究的几点实践认识

在锦屏二级水电站地下厂房枢纽洞室群稳定性分析与支护优化设计的摸索和实践中，上述数值仿真计算成果成功地融合到了洞室群开挖与支护的实时优化过程，有效地确保了工程顺利施工和按时完成整个洞室群的开挖。在历时 30 多个月的锦屏二级地下洞室群稳定性研究中，深感有些问题是所有大型地下洞室的共性问题。

6.1 结构面密集的高边墙支护问题

由于大型洞室长达几百米，其高边墙通常遭遇结构面密集且力学性状较差的局部岩体。因此，大型洞室含密集结构面的高边墙支护问题通常都无法避免。目前，一般水电大型洞室修建时常常采用锚杆、锚索和喷混凝土联合支护，即通过 20~30 m 的锚索+6~9 m 的锚杆+挂网(或钢纤维)喷混凝土形成深部-中部-表层联合支护。然而，工程实践中却发现因锚索通常施工周期较长，在边墙开挖后锚索还未及时安装前，高边墙密集结构面常常就松弛张开(见图 21)。这种开裂的围岩由于基本丧失了作为承载体的功能，故结构面密集带围岩的大变形或塌落现象时有发生。因此，在边墙开挖后和锚索安装前，选取合适的锚杆支护形式就十分重要了。一种观点认为既然结构面密集带的变形较大且无法



图 21 密集结构面已张开的高边墙

Fig.21 Cracked high wall with dense structure plane

避免, 则应采用非预应力砂浆锚杆进行支护, 这样既可以适当地让围岩发生一定程度的变形又能在围岩变形过程中充分发挥非预应力锚杆的被动支护作用。另一种观点认为, 在含密集结构面围岩已经发生松弛开裂和完整性较差的情况下, 非预应力锚杆的支护作用已经不能有效地发挥出来, 而只有采用预应力锚杆支护才能有效地抑制围岩进一步松弛开裂和完整性恶化, 才有利于围岩承载功能的发挥。

在锦屏二级水电站地下厂房的高边墙密集结构面支护实践中, 一般建议长度为 9 m 的中空预应力锚杆进行快速加固。通过围岩变形监测数据发现预应力锚杆对已经发生松弛的密集结构面围岩的支护效果要比非预应力锚杆的支护效果更好一些, 如果同时辅以开挖施工的调整则预应力锚杆的支护效果更理想。究其原因, 主要包括以下几点:

(1) 由于普通砂浆锚杆是被动支护, 具有滞后性, 且支护作用的发挥依赖于围岩变形, 故不能及时有效地改善因开挖卸荷引起高边墙不利的二次应力状态, 不能及时提高围岩自身承载能力。当围岩进一步变形到砂浆锚杆轴力充分发挥出来时, 围岩常出现宏观开裂, 其完整性进一步降低, 而此时锚杆的锚固功能退化到了锚固和压紧松散围岩的功能(见图 21)。

(2) 对锦屏二级水电站地下厂房密集的块状节理岩体, 一方面在预应力锚杆的预压应力作用下, 岩体中已张开结构面趋于闭合、贴紧、滑移面上的摩擦力增大, 抑制了围岩完整性的进一步恶化, 极大地体现了围岩的结构效应, 可充分发挥和利用围岩自身承载能力。

(3) 对比非预应力锚杆和预应力锚杆的受力特

点可以发现, 预应力锚杆的轴力比非预应力锚杆的轴力沿杆轴方向分布更为均匀(见图 22)^[37], 从而预应力锚杆可以沿杆轴方向给更多范围内的围岩施加加固力, 比非预应力锚杆更有利于加固表层和内部的围岩体。

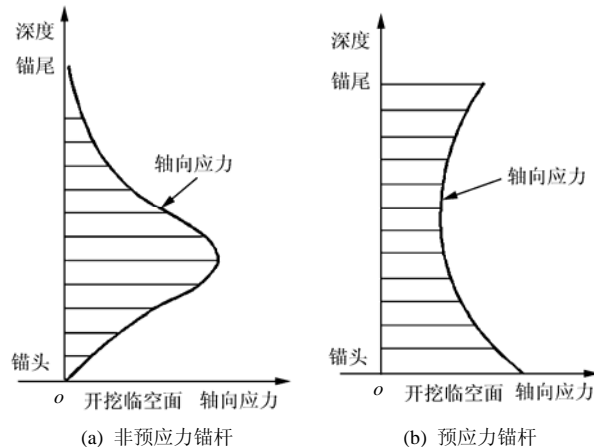


图 22 不同形式锚杆的杆体轴力分布^[37]

Fig.22 Axial stress distributions of different types of rock bolts^[37]

6.2 大型洞室应力集中区的支护问题

在地下洞室开挖后的重分布应力场中, 通常都会存在一个应力集中区。而且, 这种围岩内的应力集中区通常具有最大主应力方向近似与洞壁相切、而最小主应力近似与洞壁垂直的特点, 极易形成一种导致围岩发生持续破坏的不利应力条件。调查发现, 这种不利因应力集中导致大型洞室围岩出现滞后破坏的现象在我国一些水电站中也时有发生, 如拉西瓦水电站地下厂房和主变室因拱顶应力集中而发生喷混凝土与围岩剥落^[26, 38]; 锦屏一级水电站在厂房第 III~IV 层开挖时发现其应力集中的下游拱腰出现围岩劈裂弯折^[39]。究其原因, 大型洞室应力集中区围岩破坏的本质内因还是其较大或随下卧开挖逐步增大的切向应力持续作用在洞室表层围岩上, 使得表层围岩损伤逐步累积并最终导致宏观破坏。

在锦屏二级地下厂房开挖过程, 当主厂房进行第 III~IV 层开挖时其下游应力集中的拱座部位就开始出现喷混凝土外鼓开裂; 而且在主变室开挖接近完成时, 其下游应力集中的拱座部位也出现喷混凝土开裂。针对锦屏二级地下厂房中围岩破坏问题, 经讨论研究后制定了排水孔+锚杆+锚索+挂网喷混凝土的联合支护方案。同步的围岩变形监测表明该方案有效地控制了围岩破坏(见图 23)。

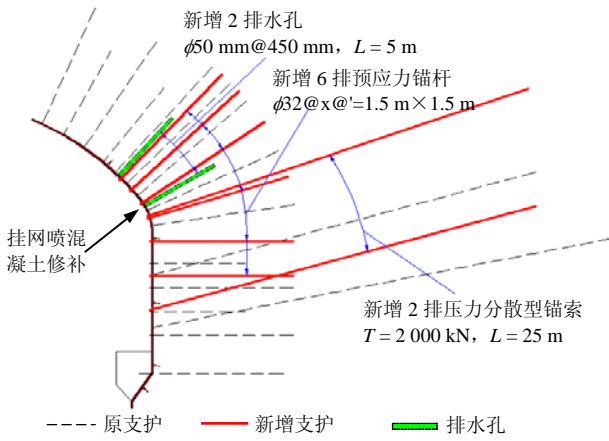


图 23 厂房下游拱座加强支护方案

Fig.23 Reinforced support scheme of downstream arch in powerhouse

这种支护方案作用机制在于：一方面，强有力的排水孔+锚杆+锚索+挂网喷混凝土可以一定程度上增加加固区围岩的法向应力，达到增加应力集中区围岩的围压效果，从而提高围岩抗损伤与破坏的能力；另一方面，加固区的锚杆和锚索钻孔实际上也起到应力释放孔的功能，使得应力集中区的最大主应力一定程度地降低，从而降低了围岩致裂应力(见图 24)。这样，原处于临界屈服状态的围岩将远离其强度特征线，故该支护方案可以有效地控制厂房下游侧拱围岩进一步破坏。

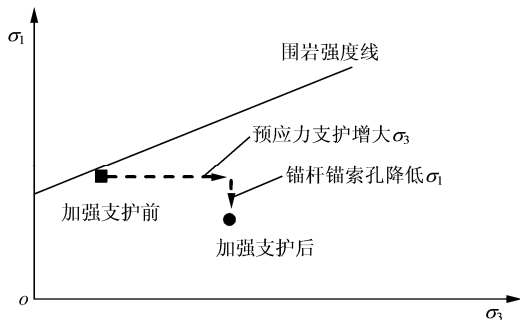


图 24 锦屏二级地下厂房下游拱座加强支护机制

Fig.24 Mechanism of reinforced support at downstream arch of Jinping II underground cavern

6.3 地下水对围岩稳定性的影响

通常，地下水可以降低围岩的强度，尤其是降低软岩或泥岩强度的作用更明显^[40, 41]。大型地下洞室软弱围岩和断层破碎带的垮塌与破坏通常伴随着地下水的发育(见图 25)。这一方面是因为软弱围岩或断层带是地下水发育的优势通道，另一方面是因为地下水使得软弱围岩或断层带的力学强度进一步降低。故洞室开挖卸荷下这类富水围岩通常容易发



图 25 富水断层破碎带在开挖后局部滑塌

Fig.25 Local falling after excavation at fault with abundant underground water

生局部垮塌并导致工程灾害。总的来看，在锦屏二级水电站地下洞室群开挖过程中，雨季发生的局部围岩垮落现象相对较多而且很多不良地层的垮落都出露较丰富的地下水。

虽然水电地下厂房修建前的勘探洞排出了大量赋存在岩体中的地下水，而且洞室群开挖前都进行较系统的排水廊道开挖和隔水帷幕，但是局部不良地层中储存丰富的地下水无法避免。因此，保持地下厂房围岩不出现滴水或渗水，并在可见的不良岩层或断层区增加排水孔也是预防其发生滑塌或破坏的重要措施。

6.4 数值分析在洞室群开挖与支护优化设计中的作用

虽然数值分析已经广泛应用与地下洞室群稳定性分析中，但因目前数值仿真计算只能简单概括极端复杂的工程岩体而使其有效性和准确性备受质疑。实际上，在大型水电地下洞室群动态反馈分析与设计优化中，数值仿真计算已经与工程实时监测与检测、具有丰富专业经验的人融合在一起，逐步形成了一种具有自身特色的洞室土建设计与开挖实践方式：

(1) 数值仿真计算吸纳最新的岩土力学理论研究进展，可以全面地将大型洞室群开挖过程中的应力、变形、塑性区等围岩力学行为演化过程展示出来，从而加深对洞室设计优化的认识。

(2) 大型洞室多断面的现场监测可以真实和直接地反映出洞室开挖行为对围岩的扰动，从而为围岩支护设计调整提供直接依据。

(3) 具有丰富专业经验和积累的工程师则是洞室稳定性分析中能动的决策者，他综合数值仿真计算结果和现场围岩实际监测或检测数据判断洞室的稳定性和考虑合理的支护优化方案。

因此, 三者的有机结合就可以实现大型地下洞室群稳定性设计的科学化, 缺少任何一方面都不行。如果缺少数值仿真分析, 则对洞室围岩力学行为和稳定性的认识只是局部的和表面的; 如果缺少现场工程监测和检测, 则数值仿真分析没有依靠点, 也就不具有可采信的依据; 缺少具有专业经验和能动性的人, 则就不能有效地对纷繁芜杂的数据去伪存真, 不能融合各种有效数据做出合理的工程优化设计。因此, 可认为大型地下洞室群的稳定性设计是具有相当专业经验的人融合工程现场实测数据和数值仿真分析进行的一种稳定性优化活动。

7 结论与讨论

本文首先介绍笔者在三维数值仿真计算方面的一些思路和心得, 并结合锦屏二级水电站地下厂房枢纽洞室群工程重点阐述了该工程数值仿真分析时本构模型选择和岩体力学参数识别的方法与过程, 认为合理的数值计算方法可较大程度上实现仿真计算结果的准确性。

为了论证这一观点, 本文借助三维数值仿真计算结果阐述了锦屏二级水电站地下洞室群围岩力学行为, 并通过计算结果与现场围岩实际力学行为对比分析评估了数值计算的合理性和正确性。

同时, 结合锦屏二级地下洞室群稳定性优化设计研究的实际认识, 对大型地下厂房修建中结构面密集的高边坡支护问题、洞室应力集中区支护问题、工程区地下水对围岩稳定性影响等问题进行了探讨, 其研究方法和研究认识可供同类大型地下洞室群的稳定性分析和支护优化设计借鉴和参考。

值得一提的是, 通过3 a多时间对锦屏二级水电站地下洞室群岩体力学参数的6次跟踪识别表明, 采用科学的岩体力学参数识别(反演)方法可以较准确地获得用于数值计算的岩体等效力学参数, 进而可较正确地预测开挖过程中洞室群围岩力学行为, 从而一定程度上证明了岩体等效力学参数具有相当稳定性和可识别性。

需指出的是, 在大型地下洞室群数值仿真计算实践中发现, 围岩的支护结构(如锚杆、锚索、喷混凝土等)很难做到准确模拟, 这主要是因为这些支护结构在提高围岩承载能力方面具有复杂的物理和力学效应, 故支护结构模拟是今后一个有待深入研究的方向。不过, 如果数值计算采用了反演获得的等效岩体力学参数, 则支护结构加固并提高围岩性能

的综合效应就一定程度上反映到了等效力学参数的提高或改变, 这也算是对支护模拟不十分准确的一种简单弥补。

致谢 感谢中国水电工程顾问集团华东勘测设计研究院锦屏项目设代处张春生、陈祥荣、周春宏、吴炳坤等为本文研究提供了基础资料 and 良好工作环境! 感谢锦屏建设管理局吴世勇、曾雄辉、揭秉辉、周济芳、卢泳、程立、张建均等给予本研究的大力支持!

参考文献(References):

- [1] 肖明. 地下洞室施工开挖三维动态过程数值模拟分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 422-426.(XIAO Ming. Three-dimensional numerical model of construction process for underground opening[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(4): 422-426.(in Chinese))
- [2] 朱维申, 李术才, 陈卫忠, 等. 清江水布垭工程地下厂房围岩锚固方案优化研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(增1): 2127-2131.(ZHU Weisheng, LI Shucai, CHEN Weizhong, et al. Optimazation of reinforcing scheme for underground powerhouse of Shuibuya project on Qingjiang River[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(Supp.1): 2127-2131.(in Chinese))
- [3] 王克忠, 蔡美峰. 西龙池地下洞室围岩的现场监测及其稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增2): 5956-5960.(WANG Kezhong, CAI Meifeng. In-situ monitoring and stability analysis of surrounding rock mass of Xilongchi underground cavern[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2): 5956-5960.(in Chinese))
- [4] 张志强, 李宁, 陈方方, 等. 不同分布距离的软弱夹层对洞室稳定性的影响研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(7): 1363-1368.(ZHANG Zhiqiang, LI Ning, CHEN Fangfang, et al. A study of influence of weak interlayers distributed at different intervals on opening stability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(7): 1363-1368.(in Chinese))
- [5] 王克忠, 李仲奎. 抽水蓄能电站地下洞室群层状围岩稳定性综合分析研究[J]. 水力发电学报, 2008, 27(5): 68-72.(WANG Kezhong, LI Zhongkui. Comprehensive stability analysis on layer rock around subterranean chambers of pumped storage hydropower station[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2008, 27(5): 68-72.(in Chinese))
- [6] 丁秀丽, 董志宏, 卢波, 等. 陡倾角沉积岩地层中大型地下厂房开挖围岩变形失稳特征和反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 2019-2026.(DING Xiuli, DONG Zhihong, LU Bo, et al. Deformation characteristics and feedback analysis of surrounding rock of large underground powerhouses excavated in steeply dipped

- sedimentary rock strate[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 2 019 - 2 026.(in Chinese))
- [7] 张占荣, 盛 谦, 冷先伦, 等. 岩滩水电站地下厂房洞室群围岩稳定性分析[J]. 金属矿山, 2008, (6): 20 - 23.(ZHANG Zhanrong, SHENG Qian, LENG Xianlun, et al. Stability analysis of surrounding rock of underground powerhouse group in Yantan hydropower station[J]. Metal Mine, 2008, (6): 20 - 23.(in Chinese))
- [8] 瞿万波, 刘新荣, 傅 晏, 等. 洞桩法大断面群洞交叉隧道初衬数值模拟[J]. 岩土力学, 2009, 30(9): 2 799 - 2 805.(QU Wanbo, LIU Xinrong, FU Yan, et al. Numerical simulation of preliminary lining of large section crossing tunnels constructed with PBA method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(9): 2 799 - 2 805.(in Chinese))
- [9] 江 权, 冯夏庭, 向天兵. 基于强度折减原理的地下洞室群整体安全系数计算方法探讨[J]. 岩土力学, 2009, 30(8): 2 483 - 2 488.(JIANG Quan, FENG Xiating, XIANG Tianbing. Discussion on method for calculating general safety factor of underground caverns based on strength reduction theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(8): 2 483 - 2 488.(in Chinese))
- [10] 聂卫平, 徐卫亚, 周先齐, 等. 向家坝水电站地下厂房围岩稳定的黏弹塑性有限元分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(4): 1 276 - 1 282.(NIE Weiping, XU Weiya, ZHOU Xianqi, et al. Viscoelasto-plastic finite element analysis of stability of surrounding rock for underground powerhouse of Xiangjiaba hydropower station[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(4): 1 276 - 1 282.(in Chinese))
- [11] 谢和平, 刘夕才, 王金安. 关于 21 世纪岩石力学发展战略的思考[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(4): 98 - 102.(XIE Heping, LIU Xicai, WANG Jin'an. Strategic prospect of rock mechanics' development in 21st century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(4): 98 - 102.(in Chinese))
- [12] 王思敬. 中国岩石力学与工程的世纪成就与历史使命[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(6): 867 - 871.(WANG Sijing. Century achievements and new historical mission of rock mechanics and engineering in China[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(6): 867 - 871.(in Chinese))
- [13] 伍法权. 我国岩土与工程研究的现状与展望——第三届全国岩土与工程大会学术总结[J]. 工程地质学报, 2009, 17(4): 463 - 468.(WU Faquan. The state of the art and expectation of geoenvironment in China—a summary for the 3th China national geoenvironment conference[J]. Journal of Engineering Geology, 2009, 17(4): 463 - 468.(in Chinese))
- [14] 孙 钧, 刘保国. 岩石力学问题的若干进展[J]. 岩土力学, 1997, 18(增): 1 - 5.(SUN Jun, LIU Baoguo. Several developments in rock mechanics[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, 18(Supp.): 1 - 5.(in Chinese))
- [15] 卓加寿, 邵国建, 陈振雷. 工程稳定问题中确定滑坍面、滑向与安全度的干扰能量法[J]. 水利学报, 1997, (8): 80 - 84.(ZHUO Jiashou, SHAO Guojian, CHEN Zhenlei. Disturbing energy method for determining the sliding face and direction and the safety coefficient of engineering stability[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1997, (8): 80 - 84.(in Chinese))
- [16] 杨 强, 薛利军, 王仁坤, 等. 岩体变形加固理论及非平衡态弹性力学[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(20): 3 704 - 3 712.(YANG Qiang, XUE Lijun, WANG Renkun, et al. Reinforcement theory considering deformation mechanism of rock mass and non-equilibrium elastoplastic mechanics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(20): 3 704 - 3 712.(in Chinese))
- [17] 苏国韶, 冯夏庭, 江 权. 高地应力下地下工程稳定性分析与优化的局部能量释放率新指标研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(12): 1 741 - 1 756.(SU Guoshao, FENG Xiating, JIANG Quan. Study on new index of local energy release rate of stability analysis and optimal design of underground rock mass engineering with high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(12): 1 741 - 1 756.(in Chinese))
- [18] 张传庆, 周 辉, 冯夏庭. 基于破坏接近度的岩土工程稳定性评价[J]. 岩土力学, 2007, 28(5): 888 - 894.(ZHANG Chuanqing, ZHOU Hui, FENG Xiating. Stability assessment of rock mass engineering based on failure approach index[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(5): 888 - 894.(in Chinese))
- [19] 孙 钧. 岩石力学与地下工程结构分析计算的若干进展[J]. 力学季刊, 2005, 26(3): 330 - 339.(SUN Jun. Recent development on the computation techniques of geomechanics and underground structures[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2005, 26(3): 330 - 339.(in Chinese))
- [20] 任建喜, 葛修润. 单轴压缩岩石损伤演化细观机制及其本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(4): 425 - 431.(REN Jianxi, GE Xiuren. Study of rock meso-damage evolution law and its constitutive model under uniaxial compression loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(4): 425 - 431.(in Chinese))
- [21] 冯夏庭, 江 权, 向天兵, 等. 大型洞室群智能动态设计方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(3): 433 - 448.(FENG Xiating, JIANG Quan, XIANG Tianbing, et al. Intelligent and dynamic design methodology of large cavern group and its practice[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(3): 433 - 448.(in Chinese))
- [22] 王思敬. 论岩石的地质本质性及其岩石力学演绎[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(3): 433 - 450.(WANG Sijing. Geological nature of rock and its deduction for rock mechanics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(3): 433 - 450.(in Chinese))
- [23] HAJIABDOLMAJID V, KAISER P K. Brittleness of rock and stability assessment in hard rock tunneling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(1): 35 - 48.
- [24] 尤明庆, 苏承东, 徐 涛. 岩石试样的加载卸载过程及杨氏模量[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(5): 588 - 592.(YOU Mingqing, SU Chengdong, XU Tao. Loading or unloading process in axial direction

- and Young's modulus of rock specimen[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(5): 588 - 592.(in Chinese)
- [25] 江 权, 冯夏庭, 陈国庆. 考虑高地应力下围岩劣化的硬岩本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(1): 144 - 152.(JIANG Quan, FENG Xiating, CHEN Guoqing. Study on constitutive model of hard rock considering surrounding rock deterioration under high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(1): 144 - 152.(in Chinese))
- [26] 江 权. 高地应力下硬岩弹脆塑性劣化模型与大型地下洞室群围岩稳定性研究[博士学位论文][D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2007.(JIANG Quan. Study on model and stability of surrounding rock of large underground caverns under high geo-stress condition[Ph. D. Thesis][D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2007.(in Chinese))
- [27] 江 权, 冯夏庭, 陈建林, 等. 锦屏二级水电站厂址区域三维地应力场非线性反演[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 3 003 - 3 010.(JIANG Quan, FENG Xiating, CHEN Jianlin, et al. Nonlinear inversion of 3D initial geostress field in Jinping II hydropower station region[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(11): 3 003 - 3 010.(in Chinese))
- [28] 杨志法, 熊顺成, 王存玉, 等. 关于位移反分析的某些考虑[J]. 岩石力学与工程学报, 1995, 14(1): 11 - 16.(YANG Zhifa, XIONG Shuncheng, WANG Cunyu, et al. Some consideration of the back analysis from displacements[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1995, 14(1): 11 - 16.(in Chinese))
- [29] 冯夏庭. 智能岩石力学[M]. 北京: 科学出版社, 2000.(FENG Xiating. Introducing to intelligent rock mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2000.(in Chinese))
- [30] 杨林德, 颜建平, 王悦照, 等. 围岩变形的时效特征与预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(1): 212 - 216.(YANG Linde, YAN Jianping, WANG Yuezhao, et al. Study on time-dependent properties and deformation prediction of surrounding rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(1): 212 - 216.(in Chinese))
- [31] 朱维申, 李术才, 陈卫忠. 节理岩体破坏机制和锚固效应及工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2002.(ZHU Weishen, LI Shucai, CHEN Weizhong. Failure mechanical and anchoring effect of joint rock and application in engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002.(in Chinese))
- [32] FENG X T, KATSUYAMA K, WANG Y J, et al. A new direction: intelligent rock mechanics and rock engineering[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(1): 135 - 141.
- [33] 潘家铮. 岩石力学与反馈设计[J]. 水电站设计, 1994, 10(3): 3 - 10.(PAN Jiazheng. Rock mechanics and feedback design[J]. Design of Hydroelectric Power Station, 1994, 10(3): 3 - 10.(in Chinese))
- [34] 江 权, 冯夏庭, 陈国庆, 等. 高地应力条件下大型地下洞室群稳定性综合研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增2): 3 768 - 3 777.(JIANG Quan, FENG Xiating, CHEN Guoqing, et al. Stability study of large underground caverns under high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(Supp.2): 3 768 - 3 777.(in Chinese))
- [35] HALLBAUER D K, WAGNER H, COOK N G W. Some observations concerning the microscopic and mechanical behavior of quartzite specimens in stiff[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1973, 10(1): 37 - 86.
- [36] ALEJANO L R, ALONSO E. Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, 42(4): 481 - 507.
- [37] 程良奎. 岩石加固实用技术[M]. 北京: 地震出版社, 1994.(CHENG Liangkui. Practical reinforcement technique of rock[M]. Beijing: Earthquake Press, 1994.(in Chinese))
- [38] 江 权, 冯夏庭, 苏国韶, 等. 高地应力下拉西瓦水电站地下洞室群稳定性分析[J]. 水力发电学报, 2010, 29(5): 132 - 140.(JIANG Quan, FENG Xiating, SU Guoshao, et al. Stability analysis of Laxiwa hydropower station's large underground caverns under high geostress condition[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2010, 29(5): 132 - 140.(in Chinese))
- [39] 魏进兵, 邓建辉, 王倬劼, 等. 锦屏一级水电站地下厂房围岩变形与破坏特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(6): 1 198 - 1 207.(WEI Jinbing, DENG Jianhui, WANG Dikai, et al. Characterization of deformation and fracture for rock mass in underground powerhouse of Jinping I hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(6): 1 198 - 1 207.(in Chinese))
- [40] 卢应发, 孙 慧, 李建林, 等. 水 - 岩石相互作用力学参数的探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(10): 1 995 - 2 005.(LU Yingfa, SUN Hui, LI Jianlin, et al. Investigation on mechanical parameters of water-rock interaction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(10): 1 995 - 2 005.(in Chinese))
- [41] 曹 平, 祥 慧, 江学良, 等. 水岩作用下岩石亚临界裂纹的扩展规律[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2010, 41(2): 649 - 654.(CAO Ping, YANG Hui, JIANG Xueliang, et al. Subcritical crack growth of rock during water-rock interaction[J]. Journal of Central South University(Science and Technology), 2010, 41(2): 649 - 654.(in Chinese))