

分类号.....

密级

UDC

编号

中南大學

CENTRAL SOUTH UNIVERSITY

硕士学位论文

论文题目 高应力岩体动力响应
及岩爆研究

学科、专业 安全技术与工程

研究生姓名 郭 雷

导师姓名及
专业技术职务 李夕兵 教授

摘 要

本文结合国家自然科学基金重大项目“深部岩体力学基础研究与应用”第四课题：深部多相多场耦合作用及其灾害发生机理与防治，运用数值模拟方法分析了深部开采高应力岩体的动力响应问题，并对深井开采的突出问题—岩爆进行了研究。

用FLAC^{3D}有限差分程序对某深部开采破碎硐室进行数值模拟和计算。首先计算了硐室开挖后围岩的应力分布、位移和变形情况，在此基础上，分别在硐室围岩模型的上边界和右边界施加一动力载荷，进行动力分析，以模拟外界动力扰动对硐室围岩稳定性的影响；通过改变扰动应力波峰值，来考察动载强度的变化对硐室围岩稳定性的影响。同时，对深井典型矿柱进行数值模拟和计算。计算了不同高径比的矿柱在不同压力下的应力和变形情况，考察了不同高径比矿柱的承载能力。在此基础上，在矿柱模型的顶端施加一动力荷载，进行动力分析。通过改变矿柱所受压力的大小，来考察承压不同的矿柱对外界动力扰动的响应情况；通过改变扰动应力波峰值的大小，来考察动载强度的变化对承受高应力矿柱稳定性的影响。

通过对硐室和矿柱的数值模拟和计算可知，承受高应力的岩体，随着所受应力的增大，外界的动力扰动对其影响就越明显；随着外界扰动动载强度的增大，岩体也越容易失稳破坏。

根据对高应力岩体动力响应的数值模拟和计算结果，分析了高应力岩体动力失稳对岩爆机理研究的启示，利用理论分析指出了静力学理论在岩爆机理研究中的局限，对岩爆动力学机理进行了初步分析。

阐述了人工神经网络的基本原理及三层BP神经网络算法的学习过程，对标准BP算法存在的问题及其原因进行了评述并改进了BP算法。运用人工神经网络理论，选取影响岩爆的一些主要因素，根据国内外一些岩石地下工程实例构造样本集，最后借助于VB程序实现网络的学习和收敛，建立了岩爆预测的人工神经网络模型。

关键词：高应力岩体，动力扰动，岩爆，数值模拟，人工神经网络

ABSTRACT

Combining the key project of National Natural Science Fund “the basic research and application of deep mechanics of rock masses”, the paper analyzes the dynamic response of high stress rock mass by using the numerical simulation method and researches the problem of rockburst in deep mining.

By using the explicit finite difference program FLAC^{3D}, a model of numerical calculation is established for one deep crusher chamber, the stress distribution, displacement, and deformation of the wall rock of excavated chamber are obtained by numerical modeling. On the basis of this, one dynamic load is applied respectively on the above and the right boundary of the chamber model, and the dynamic response of the wall rock is simulated and calculated. By changing the peak value of dynamic load, the influence of the intensity of dynamic load to the chamber stability is researched and the distribution of stress and plastic area of the wall rock in different time step is showed.

Several models of ore pillars in deep mining for numerical calculation are established by using FLAC^{3D}. The stress distribution and deformation of different ore pillars are calculated, and the load-bearing capacity of different ore pillars is analyzed and compared. Basing on this, one stress pulse load is applied on the top boundary of the ore pillar model, the dynamic response of the ore pillar is simulated and calculated. By changing the stress amplitude of the stress pulse, the influence of the intensity of the stress pulse to the ore pillar stability is studied.

According to the results of numerical simulation and analysis to high stress rock mass, the limitation of the static load theory in research of the mechanism of rockburst is pointed out and the elementary analysis on rockburst is made by means of dynamics theory.

The basic principle of artificial neural network and the learning process of three-tier BP network is illuminated. The existent problems of standard BP algorithm and the causation is pointed out, and the additional momentum and self learning method is applied to improve the BP algorithm.

Based on the neural network theory, a new rockburst prediction model is established. The model can be directly applied to predict whether rockburst will happen or not. The instances indicate that the evaluated results agree well with the practical records, which shows that the model is effective in prediction of rockburst.

KEY WORDS: High stress rock mass, dynamic disturbance, rockburst, numerical simulation, artificial neural network

目 录

摘 要.....	I
ABSTRACT.....	II
第一章 绪论.....	1
1.1 引言.....	1
1.2 国内外研究现状.....	3
1.2.1 高应力岩石力学性质研究.....	3
1.2.2 岩石动力特性研究.....	3
1.2.3 岩爆机理研究.....	3
1.2.4 岩爆预测研究.....	7
1.2.5 研究中存在的未考虑的问题.....	8
1.3 本文研究的内容和方法.....	8
第二章 数值模拟方法的选择及其原理.....	10
2.1 引言.....	10
2.2 数值模拟方法的选择.....	10
2.2.1 数值方法评述.....	10
2.2.2 数值模拟方法选择.....	11
2.3 FLAC 拉格朗日差分法分析的基本原理.....	12
2.4 FLAC 程序分析的特点及基本过程.....	15
2.5 FLAC ^{3D} 动力计算的步骤.....	15
第三章 高应力岩体动力响应分析.....	17
3.1 引言.....	17
3.2 深埋硐室动力响应的模拟与分析.....	17
3.2.1 数值计算模型和网格划分.....	18
3.2.2 数值计算参数.....	18
3.2.3 屈服准则的选取.....	19
3.2.4 数值计算方案.....	20
3.2.5 数值计算结果及分析.....	21
3.3 深井矿柱动力响应的模拟与分析.....	32
3.3.1 数值计算模型和网格划分.....	32
3.3.2 数值计算参数和屈服准则.....	33
3.3.3 数值计算方案.....	33
3.3.4 数值计算结果及分析.....	34

3.4 高应力岩体动力特性的综合分析	48
第四章 岩爆发生机理的理论分析.....	49
4.1 引言	49
4.2 高应力岩体动力失稳对岩爆机理研究的启示	49
4.3 静力学理论在岩爆机理研究中的局限分析	50
4.3.1 $\sigma_\theta/\sigma_c < 0.5$ 的岩爆	50
4.3.2 岩爆过程的能量释放.....	51
4.3.3 岩爆时空分布.....	52
4.3.4 钻爆法施工的岩爆.....	52
4.4 岩爆动力学机理分析	53
4.4.1 应力波对岩爆的影响分析.....	53
4.4.2 岩爆动力学机理的初步分析.....	54
第五章 基于 BP 神经网络的岩爆预测研究.....	55
5.1 引言	55
5.2 人工神经网络的基本原理	55
5.3 三层 BP 神经网络算法的学习过程	57
5.4 标准 BP 算法存在的问题及其原因	60
5.5 BP 网络的改进算法	60
5.6 岩爆预测的 BP 网络模型	61
5.6.1 岩爆的主要影响因素.....	61
5.6.2 岩爆预测的 BP 网络模型的建立.....	62
第六章 全文总结.....	66
参考文献.....	68
附 录.....	74
致 谢.....	85
攻读硕士学位期间主要研究成果.....	86

第一章 绪 论

1.1 引言

国内外对高应力的含义至今没有一个统一的认识, 工程实践中大多将大于 20 MPa 的硬质岩体内的初始应力称为高地应力^[1]。

进入深部开采(我国采矿手册规定, 开采深度大于 600~900m 为深部开采)以后, 仅重力引起的垂直原岩应力通常就超过工程岩体的抗压强度(>20MPa), 而由于工程开挖所引起的应力集中水平则更是远大于工程岩体的强度(>40MPa)。同时, 据已有的地应力资料显示, 深部岩体形成历史久远, 留有远古构造运动的痕迹, 其中存有构造应力场或残余构造应力场。二者的叠合累积为高应力, 在深部岩体中形成了异常的地应力场。据南非地应力测定, 在 3500~5000m 深度, 地应力水平为 95~135MPa^[2]。在如此高的应力状态下进行采矿工作, 确实面临严峻挑战。

工程实践表明^[3-7], 在地应力下的矿产开采过程中, 不同阶段的爆破作业对上一阶段或下一阶段采场中矿柱的承载强度及巷道围岩的稳定性会有较大影响, 自然地震或崩矿过程产生的人工地震也会使巷道和矿柱突然失稳。而深部高应力开采中一系列灾害, 如巷道围岩发生剧烈变形、矿柱失稳和岩爆等, 与浅部开采灾害相比, 程度加剧, 频度提高。

岩爆是高地应力岩石地下工程中的一种常见灾害^[8]。对于岩爆的定义, 各国学者给出了不同的解释和冠以不同的名词, 包括岩爆、煤爆、冲击地压、岩石突出、矿震等。其常常表现为地下工程开挖过程中或之后围岩的爆裂松脱、剥落、弹射甚至抛掷。它直接威胁施工人员、设备和建筑的安全, 影响工程进度。

自 20 世纪 80 年代以来, 随着开采深度的逐年递增, 深井开采中的岩爆事故越来越严重。在南非深部金矿的开采中, 由于高应力诱发的岩爆、岩石冒落, 使南非的采矿工业成为最危险的工业之一。据南非政府所属据南非政府所属的采矿工程师协会统计, 1984~1993 年有总计 6966 名矿工在地下采矿事故中丧生, 其中 3275 人是金矿矿工; 1994~1998 年有 139, 000 名矿工严重受伤, 总计有 2264 位矿工死亡, (其中金矿有 1634 人)。负责矿业的政府部门认为, 导致伤亡严重的主要原因是 2000m 以下采矿未能研究和采用与高应力环境相适应的有利于控制岩爆与岩石冒落的采矿技术与工艺。1987~1995 年间, 因岩爆和岩崩引起的受伤率和死亡率分别占南非采矿工业的 1/4 和 1/2 以上^[9]。在美国, 爱达荷北部的科达尔铅锌银矿区到 1984 年已采到地表以下 2438m, 岩爆一直是该矿区生产

中的一个悬而未决的难题,从 1984 年之后的 4 年中,有 23 人受伤,6 人死亡^[10]。另外,幸运星期五矿和茄莱娜矿也曾发生过较大规模的岩爆^[11]。在智利,典型的岩爆矿山为 EI Teniente 铜矿,矿山的第 6 采区自 1989~1992 年期间先后 4 次因强烈岩爆造成的破坏而停产,其中最强烈的 1992 年 3 月发生的岩爆造成上百米巷道垮落,停产时间长达 22 个月^[12]。另外,加拿大、澳大利亚、德国、波兰、日本和印度等国家一些深井开采的金属矿山也受到岩爆危害。

近年我国已有一批金属矿山进入深部开采,例如红透山铜矿目前开采已进入 900~1100m 深度;冬瓜山铜矿已建成 2 条超 1000m 竖井来进行深部开采;弓长岭铁矿设计开拓深度已达-750m,距地表达 1000m;夹皮沟金矿二道沟坑口矿体延深至 1050m;湘西金矿已开拓 38 个中段,垂深超过 850m。此外,还有寿王坟铜矿、凡口铅锌矿、金川镍矿、乳山金矿等许多矿山都将进行深部开采^[13]。深部开采所面临的一个重大问题就是高地应力,深井的高应力是诱发岩爆重要原因。

我国发现岩爆的金属矿山比较典型的主要有辽宁的红透山铜矿、狮子山铜矿、冬瓜山矿床,随着开采深度的进一步加大,岩爆有增加的趋势。所以我国将要进入或已经进入深部开采的矿山将会面临岩爆的威胁。

从致因看,岩爆可以分为两大类^[14],第一类是岩爆源在岩爆岩体本身,即处于一定的高应力状态的岩体,当其能量在一定范围内积贮到一定程度时,会自动发生的岩爆,或者是处于该状态的岩体,由于开采等活动改变围岩的应力状态,使其卸压而发生的岩爆^[15, 16];第二类是岩爆源在外部,即处于高应力的岩体,在外界扰动下,如爆破震动、地震、瞬时卸载等,剧烈地失稳破坏而发生的岩爆。第一类岩爆的岩体可视为准静态破坏,对其研究较多^[17];第二类岩爆属于岩石动力学研究范畴,也积累了许多研究成果,但这些成果主要是关于岩爆与爆破或岩爆与爆炸应力波方面的,既有的岩石动力学理论是解决这些问题的基础,但还不能或至今还未解决与岩爆机理有关的所有岩石动力学问题。

如前所述,深部岩体开采,受一定的高地应力和开采扰动的作用,是典型的高应力岩体的动力响应问题,而第二类岩爆也是此问题的一个典型例子。

本文将结合国家自然科学基金重大项目—深部岩体了力学基础研究与应用下第四课题:深部多相多场耦合作用及其灾害发生机理与防治,拟就深部开采高应力岩体的动力响应及深井开采的突出问题—岩爆进行研究和分析,旨在揭示高应力岩体的动力特性及进一步揭示岩爆发生的动力学机理和对岩爆进行预测。

以下将本文涉及的有关问题的研究现状和全文的工作作一归纳。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 高应力岩石力学性质研究

文[2]研究表明,总体上岩石的强度随深度的增加而有所提高。如有的矿区从深度小于 1,968.5ft 变化到 800~1000m 时,强度为 21~40MPa 的岩石所占的比重从 30%减少到 24%,而强度为 81~100MPa 岩石的比重则从 5.5%增加到 24.5%,且岩石更脆,更容易发生岩爆。

文[18]根据大量试验数据,总结了在非常高的侧向应力(高达 700MPa)下的岩石强度准则,提出了一个非线性的岩石强度准则。文[19]根据试验发现,在 200℃~280℃和不同围压的条件下,花岗岩具有较低的强度值。

岩石在不同围压下表现出不同的峰后特性,在较低围压下表现为脆性的岩石可以在高围压下转化为延性。文[20]在室温下对大理岩进行了试验,证明了随着压力增大岩石变形行为由脆性向延性转变的特性。文[21, 22]发表过类似的试验结果,并指出脆—延转化通常与岩石强度有关。

在深部高应力环境中,岩石具有强时间效应,表现为明显的流变或蠕变。文[23]在研究核废料处置时,研究了核废料储存库围岩的长期稳定性和时间效应问题。文[24, 25]系统地研究了南非金矿深部硬岩的流变性,发现高应力导致围岩流变性十分明显,支护极其困难,巷道最大收缩率曾达到了 500mm/月的水平。

1.2.2 岩石动力特性研究

对岩石动力特性,人们研究较多的是材料对加载速率的响应。文[26]系统地研究了加载速率在 $10^{-4} \sim 10^2 \text{ MPa} \cdot \text{s}^{-1}$ 范围内,花岗岩的破坏特征,得出了强度随加载速率变化的规律,并提出了花岗岩的动力破坏准则。文[27]利用高压动三轴仪,分别以 10^4 , 10^3 , $10 \text{ MPa} \cdot \text{s}^{-1}$ 三种加载速率对岩样进行加载试验,获得破坏强度与加载速率的关系。李海波、赵坚[28]等也曾作了动态压缩性试验。试验结果表明:单轴动载荷作用下岩样呈锥型破坏模式(劈裂破坏和试样端部摩擦效应结合),三轴情况下岩样呈剪切破坏模式;当应变速率从 10^{-4} s^{-1} 增加到 10^0 s^{-1} 时,花岗岩的抗压强度约增加15%。实验结果还表明,花岗岩的弹性模量和泊松比随应变速率的增加没有明显的变化趋势。李夕兵[29]、郑永来[30]、单仁亮[31]等利用Hopkinson压杆技术分别研究了各种岩石材料的动力特性与破坏模式。

1.2.3 岩爆机理研究

近几十年来,国内外采矿界和岩体工程界的专家、学者对岩爆机理进行了大量的研究,取得了一定成果。现就这些理论进行概述和总结。

(1) 强度理论

早期的强度理论着眼于岩体的破坏原因,认为地下井巷和采场周围产生应力集中,当应力集中的程度达到矿岩强度极限时,岩层发生突然破坏,发生岩爆。近代强度理论认为:导致岩体承受的应力 σ 与其强度 σ' 的比值,也就是 $\sigma / \sigma' \geq 1$ 时导致岩爆发生。近代强度理论的表达式有多种,对各向同性岩石材料的破坏准则最有代表性的是 Hoek 和 Brown 于 1980 年提出的经验性的强度准则^[32]:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1.0 \right)^{1/2} \quad (1-1)$$

式中: σ_1 ——最大主应力, Mpa;

σ_3 ——最小主应力, Mpa;

σ_c ——完整岩石材料的单轴抗压强度, Mpa;

m ——常数,取决于岩石性质和承受破坏应力前已破坏的程度。

强度理论在我国比较有代表性的判据:

$$\sigma > (0.15 \sim 0.20) R_c \quad (1-2)$$

式中: σ 为岩体的初始应力; R_c 为岩块的单轴抗压强度。

(2) 能量理论^[33]

20 世纪 60 年代中期,库克等人在总结南非金矿岩爆研究成果的基础上提出了能量理论。他们指出:随着采掘范围的不断扩大,岩爆是由于岩体-围岩系统在其力学平衡状态破坏时,系统释放的能量大于岩体本身破坏所消耗的能量而引起的。这种理论较好地解释了地震和岩石抛出等动力现象。同一时期, DunkHouse 给出了岩爆的能量平衡方程式,对释放和消耗的能量结构进行了分析。随后,佩图霍夫也对库克等人的理论进行了补充和完善。70 年代由 G.Brauner 等提出了能量率理论,即

$$\alpha \left(\frac{dE_R}{dt} \right) + \beta \left(\frac{dE_E}{dt} \right) > \frac{dE_D}{dt} \quad (1-3)$$

式中: α ——围岩能量释放有效系数;

β ——矿体能量释放有效系数;

E_R ——围岩所储存的能量, MJ;

E_E ——矿体储存的能量, MJ;

E_D ——消耗于矿体和围岩交界处矿体破坏阻力的能量, MJ。

(3) 刚度理论^[12]

20 世纪 60 年代中期, Cook 和 Hodgei 发现,用普通压力机进行单轴压缩实

验时猛烈破坏的岩石试件，若改用刚性试验机试验，则破坏平稳发生而不猛烈，并且有可能得到应力—应变全过程曲线。他们认为，试件产生猛烈破坏的原因是试件的刚度大于试验机（即加载系统）的刚度。20 世纪 70 年代 Black 将刚度理论用于分析美国爱达荷加利纳矿区的岩爆问题。认为矿山结构(矿体)的刚度大于矿山负荷(围岩)的刚度是产生岩爆的必要条件。80 年代佩图霍夫认为，岩爆发生是因为那里的岩体破坏时实现了柔性加载条件。在他的研究中也引入了刚度条件，并且明确认为矿山结构的刚度是峰值后载荷—变形曲线下降段的刚度。

(4) 岩爆倾向理论

岩石本身的力学性质是发生岩爆的内因条件。用一个或一组与岩石本身性质有关的指标衡量矿岩的岩爆倾向强弱，这类理论就是所谓的岩爆倾向理论。表征岩石岩爆倾向的指标很多，其中常用的有以下几种：

1) 弹性能量指数

将岩石试件加载到 $(0.7\sim 0.8)R_b$ （岩石抗压强度），然后再卸载到 $0.05 R_b$ 时，卸载所释放的弹性应变能 ϕ_{sp} 与耗损的弹性应变能 ϕ_{st} 之比值，定义为弹性能量指数 W_{et} ，用于判断和预测岩爆。 $W_{et} = \phi_{sp} / \phi_{st}$ 弹性能量指数也称为冲击倾向指数，其值越大，破坏时释放的能量越大。

2) 岩石冲击能指标

该指标由岩石的荷载-变形全图确定，其计算公式为：

$$W_{cf} = \frac{F_1}{F_2} \quad (1-4)$$

式中： W_{cf} 为冲击能指标； F_1 ， F_2 分别为岩石的荷载—变形全图中以峰值荷载为界的左右部分曲线与变形坐标轴围成的面积。

3) 岩石的脆性系数

岩爆是一种脆性破坏，岩石的脆性一方面表现为破坏前总变形量很小；另一方面表现为抗拉强度比抗压强度小。V.Hucka 和 B.Das 提出岩石的脆性系数指标有两个^[34]：

$$K_1 = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \quad (1-5)$$

$$K_2 = \sin \phi \quad (1-6)$$

式中： K_1 ， K_2 ——脆性系数；

σ_c ， σ_t ——岩石的抗压和抗拉强度，MPa；

ϕ ——岩石的内摩擦角，(°)。

(5) 失稳理论

失稳理论是将围岩看成一个力学系统,将岩爆当作围岩组成的力学系统的动力失稳过程。岩石在已具备大量弹性应变能及峰值强度以后处于非稳定的平衡状态,在干扰性因素如洞室的开挖、地震、围岩振动等因素的影响下,岩石会失稳。因此,可将稳定性理论应用于岩爆判据分析,干扰性因素是岩爆形成的触发因素。

(6) 断裂、损伤理论^[35]

近年来,断裂力学和损伤力学的发展,对经典连续介质力学产生了巨大的影响,运用断裂力学和损伤力学分析岩石的强度可以比较实际地评价岩体的开裂和失稳。将断裂、损伤理论用于岩爆虽然是最近几年的事,但经过众多学者的努力已经取得了一定的成果。

断裂理论实际上是结合失稳理论进行的,根据线性断裂力学,裂缝扩展条件相当于结构势能 $F = W - U$ 出现驻值的情况。

$$\frac{d}{d\alpha}(W - U) = 0 \quad (1-7)$$

式中: U 为结构弹性能; W 为裂缝扩展所需能量; α 为裂缝长度的一半。根据上式可得

$$\frac{dW}{d\alpha} - \frac{dU}{d\alpha} = 0 \quad (1-8)$$

设 $dW/d\alpha = R$, $dU/d\alpha = G$, 则 G 为裂缝尖端的弹性能释放率(裂缝驱动力), R 为裂缝扩展面积上消耗的能量率(裂缝扩展阻力),根据失稳理论可得

$$\frac{d}{d\alpha}(R - G) < 0 \quad (1-9)$$

上式为裂缝扩展条件,断裂失稳的条件是

$$R - G < 0 \quad (1-10)$$

损伤理论是通过建立岩石材料的损伤本构模型,把岩石的破坏过程看成岩石的损伤积累过程。损伤积累到一定程度,就出现了宏观裂纹,如此时损伤继续积累,就可能产生应变软化现象从而导致岩石储存应变能的能力降低,出现弹性应变能的释放,如多余能量向外部传递,就会引起岩爆。

(7) 分形理论

尽管岩爆所经历的物理过程相当复杂,但数学上,它仅是一个分形集聚几何过程。远在岩爆发生之前,微地震事件几乎均匀地分布在高应力区,对应着高的分形维数值,接近岩爆发生时,微地震事件集聚式地发生,对应较低的分形维数。这就是岩爆的分形几何机理。

(8) 突变理论

所谓突变是指从一种稳定状态跳跃式地转变到另一种稳定状态,或者说在系统演化中,某些变量从连续逐渐变化导致系统状态的突然变化。突变理论的一个显著优点是,即使在不知道系统有哪些微分方程,更不用说如何解这些微分方程的条件下,仅在少数几个假设的基础上,用少数几个控制变量便可预测系统的诸多定性或定量性态。徐曾和^[5]等人利用尖点突变理论对柱式岩爆进行了研究,单晓云^[6]等人用突变理论预测巷道岩爆发生的可能性。

1.2.4 岩爆预测研究

现有岩爆预测的理论分析法,是对地下工程中的岩体取样分析,利用已建立的岩爆的各种判据或指标进行预测岩爆的方法。理论分析方法根据不同的岩爆机理理论而得出不同的判据。其中主要可分为以下几类:

(1) 应力判据

1) Russeenes 岩爆判别准则^[36]

$$\sigma_{\theta}/\sigma_c < 0.20 \text{ (无岩爆)}$$

$$0.20 \leq \sigma_{\theta}/\sigma_c < 0.30 \text{ (弱岩爆)}$$

$$0.30 \leq \sigma_{\theta}/\sigma_c < 0.55 \text{ (中岩爆)}$$

$$\sigma_{\theta}/\sigma_c \geq 0.55 \text{ (强岩爆)}$$

式中: σ_{θ} 为洞室围岩切向应力; σ_c 为围岩单轴抗压强度。

2) Turchaninov 岩爆判别准则^[37]

$$(\sigma_{\theta} + \sigma_L)/\sigma_{\theta} \leq 0.3 \text{ (无岩爆)}$$

$$0.3 < (\sigma_{\theta} + \sigma_L)/\sigma_{\theta} \leq 0.5 \text{ (可能岩爆)}$$

$$0.5 < (\sigma_{\theta} + \sigma_L)/\sigma_{\theta} \leq 0.8 \text{ (肯定岩爆)}$$

$$(\sigma_{\theta} + \sigma_L)/\sigma_{\theta} > 0.8 \text{ (严重岩爆)}$$

式中: σ_L 为围岩轴向应力。

(2) 岩性判据

岩爆的发生与否及其烈度大小与岩性有关。我国的陆家佑教授^[38]提出的岩爆判据中,认为通常发生岩爆的岩石为致密的硬岩,影响岩爆的最主要岩性是单轴抗压强度 σ_c 和单轴抗拉强度 σ_t , 当 $\sigma_c/\sigma_t \geq K_s$ 时将产生岩爆, 式中, K_s 值与 σ_c/σ_t 有关。

(3) 能量判据

能量判据即弹性能指数判据 W_{et} , 波兰国家标准^[39]:

$$W_{et} < 2.0 \quad (\text{无岩爆倾向})$$

$$2.0 \leq W_{et} < 5.0 \quad (\text{低、中等岩爆倾向})$$

$$W_{et} \geq 5.0 \quad (\text{强烈岩爆倾向})$$

(4) 临界深度判据

这一方法认为, 岩爆虽然多发生在水平构造应力较大的地区, 但如果硐室埋深较大, 即使没有构造应力, 由于上覆岩体效应, 硐室也可能会发生岩爆。侯发亮教授根据弹性力学推导出仅考虑上覆岩体自重情况下岩爆发生最小埋深 H_{cr} (岩爆临界深度) 的计算公式^[36]:

$$H_{cr} = 0.318 \sigma_c (1 - \mu) / (3 - 4\mu) \gamma \quad (1-11)$$

式中: μ 为岩石泊松比; γ 为岩石重度, N/m^3 。

岩爆的产生很复杂, 是多种因素共同作用的结果。以上判据仅对影响岩爆发生的某一个别因素进行讨论, 必然会产生片面性和局限性。因此, 近年来一些现代最新的科学技术方法被应用到岩爆预测工作中来: 王元汉等人采用模糊数学综合评判方法来预测岩爆^[37]; 杨莹春等人尝试采用可拓学的综合评判方法预测岩爆的发生与否和烈度的大小^[40], 杨涛等人提出利用人工神经网络来预测岩爆^[41]。

1.2.5 研究中存在的未考虑的问题

如前所述, 人们在高应力岩石的力学性质、岩石动力特性、岩爆的机理和预测等方面做了大量的研究, 得出了一些重要结论和成果。但是人们在研究高应力岩石力学性质的过程中, 只注重研究岩石在高静应力下的性质, 而未考虑动载荷对高应力岩石的影响; 在研究岩石动力特性时, 也只注重研究岩石在只有动载作用下的性质, 而未考虑岩石在承受高应力时的动力特征。

在岩爆的机理方面, 也很少有人考虑高应力岩体在外界动力扰动下发生动力失稳而产生岩爆的这种情况。在岩爆的预测方面, 由于人工神经网络擅长处理连续的、随机的、非线性的问题, 在复杂的非线性系统中具有较高的建模能力和对数据良好的拟合能力, 所以用人工神经网络方法预测岩爆是很好的途径。近年来, 一些学者虽然也曾应用人工神经网络理论对岩爆进行预测, 但很少有给出具体的连接权值和阈值, 以至于研究成果不能真正有效地应用于工程实践。

1.3 本文研究的内容和方法

岩体具有非均质、非连续、非线性以及复杂的加卸载条件和边界条件, 这使得岩石力学问题通常无法用解析方法简单求解。相比之下, 数值法能够模拟岩体

的复杂力学与结构特性，也可以很方便地分析各种边值问题和施工过程，并对工程进行预测和预报。由于岩爆本质的复杂性，也只有通过数值模拟才有可能对实际的岩爆问题进行量化分析。

本文将利用数值模拟和计算的方法对深井高应力岩体的动力响应进行研究和分析，旨在揭示高应力岩体的动力特性；结合数值分析结果，对深井开采的突出问题—岩爆的发生机理作理论分析，旨在进一步揭示岩爆发生的动力学机理。

在岩爆预测方面，本文将建立岩爆预测的人工神经网络模型，并给出各层具体的连接权值和阈值，使研究成果能真正应用于工程实践。

基于以上分析，本文主要研究内容如下：

（1）选取典型的高应力岩体工程，并建立力学模型，对其动力响应进行数值模拟和计算，分析其动力特性。

（2）结合数值模拟和分析结果，对岩爆的发生机理作分析，进一步提示岩爆发生的动力学机理。

（3）采用人工神经网络理论，选取影响岩爆的一些主要因素，根据国内外一些岩石地下工程实例构造样本集，建立岩爆预测的人工神经网络模型。

第二章 数值模拟方法的选择及其原理

2.1 引言

借助于计算机科学的发展,二十世纪五十年代以来,有限单元法、边界单元法、拉格朗日元法和离散单元法等数值模拟方法的研究,及其在岩土工程和采矿工程领域的应用得到了极大的发展。虽然数值模拟方法在岩土工程和采矿工程领域的研究和应用至今仍未达到十分完善的地步,但毫无疑问,数值模拟方法确为岩土工程和采矿工程的岩石力学研究提供了强有力的工具。我国自七十年代和八十年代相继开始将有限单元法、边界元法、拉格朗日元法和离散元法等数值模拟方法用于岩土工程和采矿工程^[42]。

2.2 数值模拟方法的选择

2.2.1 数值方法评述

有限元法基于最小总势能变分原理^[43],以其能方便地处理各种非线性问题,能灵活地模拟岩土工程中复杂的施工过程,因而成为岩石力学领域中应用最广泛的数值分析方法。该法是将研究区域划分成有限个小区域(单元),各单元由若干结点与其相邻单元连接在一起,用所有单元的集合表征整个研究对象。通过结构及连续体力学的基本原理及单元的物理特性建立起表征力和位移关系的方程组,解方程组求其基本未知物理量,并由此求得各单元的应力、应变以及其他辅助量值。这样通过研究单元的受力与变形并对所有单元进行集合,即可近似得到整个研究区域的受力与变形情况。

边界元法以表述拜特互等定理的积分方程为基础^[44],建立了直接法的基本方程,而基于叠加原理建立了间接法的总体方程;因其前处理工作量少、能有效模拟远场效应而普遍应用于无界域或半无界域问题的求解。该法把边值问题归结为求解边界积分方程问题,在边界上划分单元,求边界积分方程的数值解,进而可求区域内任意点的场变量。由于它与有限元法相比,具有降低维数(将三维问题降为二维问题,将二维问题降为一维问题),输入数据准备简单,计算工作量少,精度较高等优点,故已在许多领域内得到了具体应用,尤其是对均质或等效均质围岩的地下工程问题的分析更为方便。其不足之处是对于非连续多介质、非线性问题,边界元法不比有限元法灵活、有效。

拉格朗日元法采用显式差分法求解,要求介质在变形过程中连续。该法是将

研究对象划分成网格，物理网格影射在数学网格上。对于网格中的结点，假设某一时刻各个结点的速度为已知，根据高斯定理可以求得单元的应变增量，然后由材料的本构关系求得单元的应力增量以及全应力。由单元应力可以求得各结点上的不平衡力，进而求得结点在不平衡力作用下产生的加速度和速度，由速度再求得下一时步的单元应变和应力。如此循环直至问题收敛。

离散单元法的理论基础是牛顿第二运动定律。该法也像有限单元法那样，将研究区域划分成单元，但是，单元因受节理等不连续面的控制，在以后的运动过程中，单元与其邻接单元可以接触，也可以分开。单元之间相互作用力根据力和位移的关系求出，单元的运动根据该单元所受的不平衡力和不平衡力矩的大小按牛顿运动定律确定。

2.2.2 数值模拟方法选择

对于岩体工程，数值模拟方法的选择，取决于研究对象即岩体工程结构的岩石力学性质和数值模拟的目的。在岩体工程实践中，硬岩及应力水平不甚高的中硬岩，其力学性质主要呈现为弹性或弹塑性；高应力环境下的软岩，其力学性质主要呈现为塑性或粘塑性；对于采矿工程中的采准、切割工程及采场，由于其服务时间（或存在时间）较短，若岩石具有中等以上的硬度，则在计算分析中可忽略岩石的流变性；但对于服务时间较长的开拓工程，岩石极软或软且应力水平较高，则在计算分析中不能忽视岩石的流变性质。

在实际研究工作中，数值模拟研究的目的通常为：在较大的范围内，了解整个岩体工程系统的应力及变形规律；对局部的工程结构如巷道、采场、矿柱等进行详细的应力及变形分析；研究工程结构的破坏特征及动态破坏过程，如矿柱失稳、顶板冒落、巷道片帮等。

为了达到了解整个岩体工程系统的应力及变形规律的目的，各种数值方法均可采用，但以弹塑性有限单元法或拉格朗日元法最为适宜。这两种方法的单元划分灵活，计算所需参数较少且易获得，软件也易于得到，成本较低。局部工程结构的应力及变形分析，若岩石中硬以上，则各种方法均可采用；若岩石软弱，则可采用适宜进行大变形分析的拉格朗日元法；若岩体可能发生非连续破坏，则宜采用离散单元法。

数值模拟方法选择后，对于一个具体问题，是进行平面分析还是进行三维分析，也需进行恰当选择。严格地讲，岩土工程中所遇到的问题大部分都是三维的，采用三维计算分析会得到更接近实际情况的结果，但三维分析编码复杂、易出错且计算所需时间长。如果采用平面分析既能达到目的，计算结果误差也不大，如巷道围岩的应力与变形分析，则以采用平面分析为宜。

本文研究的是高应力岩体的动力响应及岩爆问题,其目的是从宏观上对深部开采中井巷、硐室及矿柱等在动力扰动下的稳定性作出评价,对其发生岩爆的可能性进行预测,从而为预防和躲避深部开采可能发生的灾害提供理论依据。

基于本文研究对象及目的,由以上对数值模拟方法的分析可知,选择有限单元法和拉格朗日元法比较适宜。而拉格朗日元差分法求解时无需形成刚度矩阵,不用求解大型联立方程,因而占用内存少,适宜于求解较大的工程问题^[45]。鉴于FLAC拉格朗日差分程序在岩土力学分析中的优势和求解动力问题的特点,其能很好地解决非线性动力分析问题,选用有限差分程序FLAC^{3D}作为本次计算分析的工具。

2.3 FLAC 拉格朗日差分法分析的基本原理

FLAC 软件的基本原理即是拉格朗日差分法。拉格朗日元法源于流体力学,研究的是每个流体质点随时间而变化的姿态,即研究某一流体质点在任一时间段内的运动轨迹、速度、压力等特征。把拉格朗日元法应用到固体力学,将所研究的区域划分成网格,其结点就相当于流体质点,然后按时步用拉格朗日法来研究网格结点的运动。

在FLAC程序中,采用显式差分格式按时步积分求解由拉格朗日法建立的偏微分方程^[46-50]。模型经过网格划分,物理网格(图2-1)映射在数学网格(图2-2)上,这样数学网格上的某个编号为 i, j 的结点就与物理网格上相应的结点的坐标 x, y 相对应。

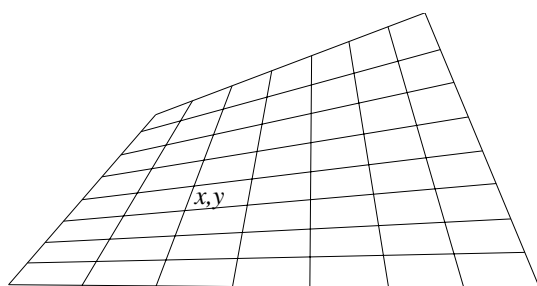


图 2-1 物理网格

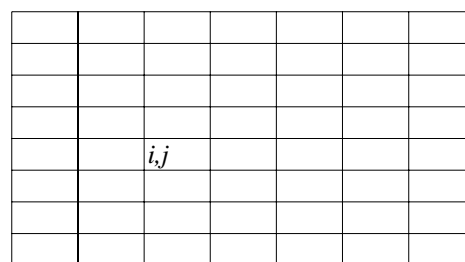


图 2-2 数学网格

假定某一时刻各个节点的速度为已知,则根据高斯定理可求得单元的应变率,进而根据材料的本构定律可求得单元新的应力。

根据高斯定理,对于函数 F 有:

$$\int_B F n_i ds = \int_V \frac{\partial F}{\partial x_i} dV \quad (2-1)$$

式中：V 是函数求解域(或单元)的体积；B 是 V 的边界； n_i 是 V 的单位外法线矢量。

定义梯度 $\frac{\partial F}{\partial x_i}$ 的平均值为：

$$\langle \frac{\partial F}{\partial x_i} \rangle = \frac{1}{V} \int_V \frac{\partial F}{\partial x_i} dV \quad (2-2)$$

式中：< > 表示求平均值。

对于一个具有 N 条边的多边形，上式可写成对 N 条边求和的形式：

$$\langle \frac{\partial F}{\partial x_i} \rangle = \frac{1}{V} \sum_N \bar{F}_i n_i \Delta S_i \quad (2-3)$$

式中： ΔS_i 是多边形的边长； \bar{F}_i 是 F 在 ΔS_i 上的平均值。

假定以速度 \dot{u}_i 代替上式中的 F_i ，且 \dot{u}_i 取边两端的结点(即差分网络的角点)a 和 b 的速度平均值，则：

$$\langle \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \rangle = \frac{1}{V} \sum_N [(\dot{u}_i^a + \dot{u}_i^b) n_j \Delta S_i] \approx \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \quad (2-4)$$

由几何方程可求出单元的平均应变增量：

$$\langle \Delta e_{ij} \rangle = \frac{1}{2} \left[\langle \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \rangle + \langle \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \rangle \right] \Delta t \quad (2-5)$$

由广义虎克定律，各向同性材料的本构方程为：

$$\sigma_{ij} = 2\mu \varepsilon_{ij} + \lambda \theta \delta_{ij} \quad (2-6)$$

式中： λ 、 μ 为拉梅常数； $\theta = \varepsilon_{ij} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$ ，即体积应变；而 δ_{ij} 为常数：

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & (i = j) \\ 0 & (i \neq j) \end{cases} \quad (2-7)$$

因此，单元的平均应力增量可表达成：

$$\langle \Delta \sigma_{ij} \rangle = \lambda \delta_{ij} \langle \Delta \theta \rangle + \frac{\nu}{E} I_1 \delta_{ij} \quad (2-8)$$

同时，若以应力表示应变，则其本构关系为：

$$\langle \Delta e_{ij} \rangle = \frac{1+\nu}{E} \langle \Delta \sigma_{ij} \rangle + \frac{\nu}{E} I_1 \delta_{ij} \quad (2-9)$$

式中： ν 为泊松比； E 为弹性模量； I_1 为应力第一不变量。

这样，通过上述各式的迭代求解，便可求出每一迭代时步相应各单元的应力和应变值。根据不同的塑性屈服准则，通过相关计算结果就可以判断哪些单元屈服与否。

以上已求出了各单元的应力，下面来求各节点的平衡力：

由节点的运动方程：

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i \quad (2-10)$$

式中： \ddot{u}_i 为总加速度； g_i 为重力加速度。

对单元应力表达式沿积分路径积分得：

$$\rho \ddot{u}_i = \frac{1}{V} \sum \langle \sigma_{ij} \rangle n_j \Delta S_i + \rho g_i \quad (2-11)$$

其中： $\sum \langle \sigma_{ij} \rangle n_j \Delta S_i$ 为某节点周围单元作用在该节点的集中力。

$$\ddot{u}_i = \frac{1}{m} F + g_i \quad (2-12)$$

式中： F 指作用在节点中的合力(净力)。

利用中心差分，得某节点加速度和速度：

$$\ddot{u}_i(t) = \frac{\dot{u}_i(t + \Delta t / 2) - \dot{u}_i(t - \Delta t / 2)}{\Delta t} \quad (2-13)$$

$$\ddot{u}_i(t + \Delta t / 2) = \dot{u}_i(t - \Delta t / 2) + \ddot{u}_i(t) \Delta t \quad (2-14)$$

其中： $\dot{u}_i(t - \Delta t / 2)$ 为节点上一时步的速度，而 $\ddot{u}_i(t) \Delta t$ 也已求出。

进一步得节点位移：

$$u_i(t + \Delta t) = u_i(t) + \dot{u}_i(t + \Delta t) \Delta t \quad (2-15)$$

按照上述思路，通过迭代求解，便可求出各个时步计算域内各单元(或节点)的应力、变形值，进而可模拟出整个变形(破坏)过程。

计算循环如图 2-3 所示。

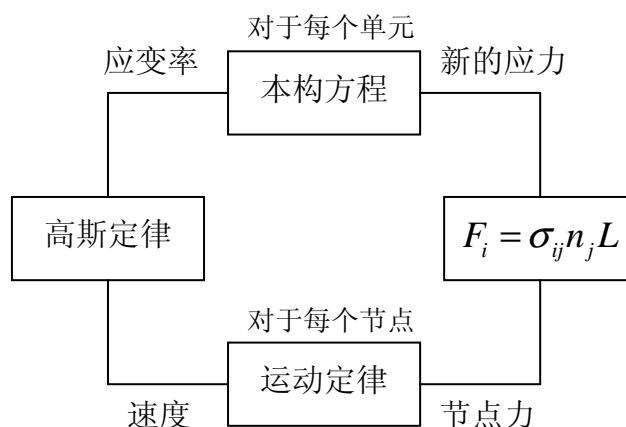


图 2-3 拉格朗日元法的计算循环

2.4 FLAC 程序分析的特点及基本过程

与现行的数值方法相比，FLAC 具有以下几方面的特点^[51]：

(1) 求解过程中，采用迭代法求解，不需要存储较大的刚度矩阵，占用内存少，求解速度快。

(2) 在现行的 FLAC 程序中，采用了“混合离散化” (mixed discretization) 技术,可以较为准确和有效地模拟材料的塑性破坏(plastic collapse)和塑性流动(plastic flow)。

(3) 采用显式差分求解，几乎可以在与求解线性应力—应变本构方程相同的时间内，求解任意的非线性应力—应变本构方程。

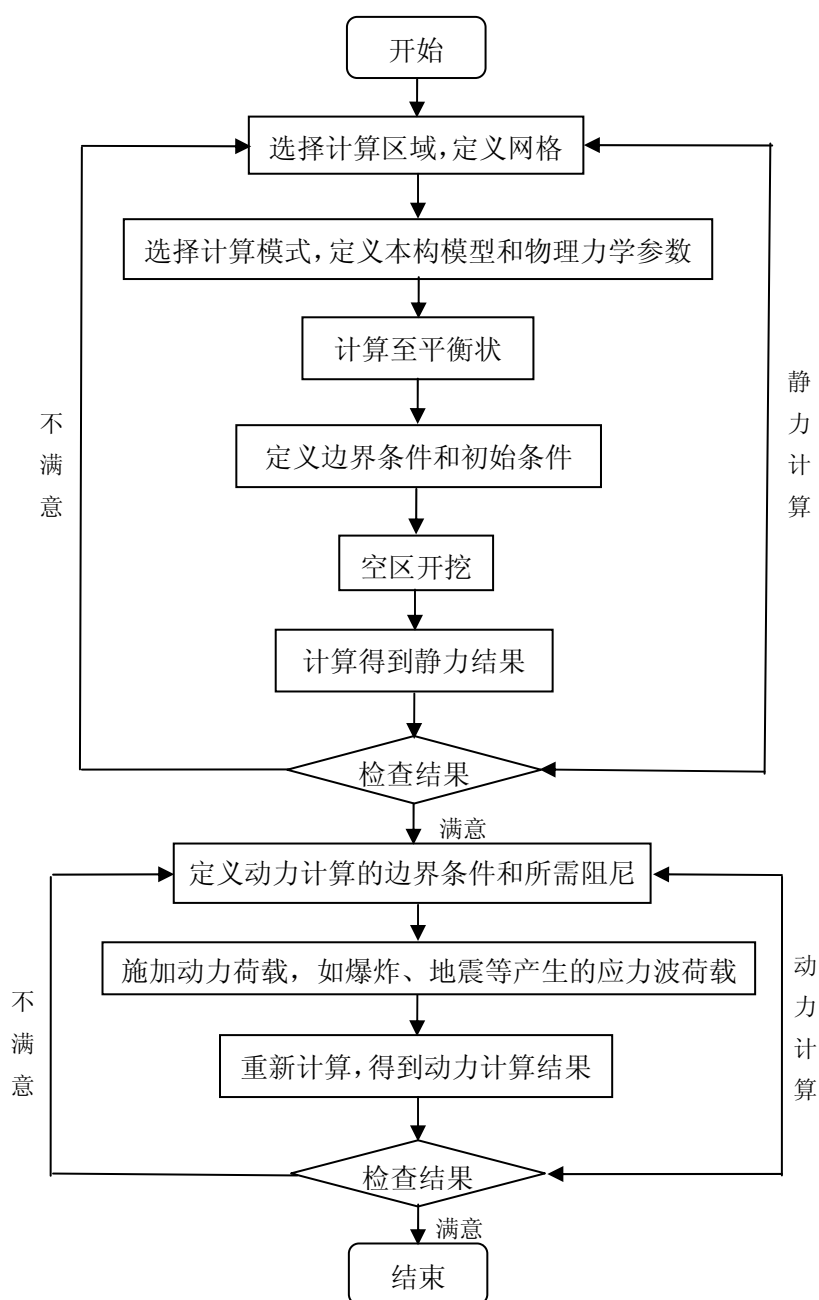
(4) 在 FLAC 中，所用的全是动力学方程(full dynamic equation)，即使在求解静力学问题时也如此。因此，它可以很好地分析和计算物理非稳定过程，适宜于求解决动力问题。

用 FLAC 进行模拟时，有三个基本方面必须指定：①有限差分网格；②本构行为和材料性质；③边界和初始条件。网格是用来定义模型单元的形状；本构行为和相关的材料性质是显示模型对扰动所作出的力学响应；边界和初始就是定义初始状态。在 FLAC 中定义完这些条件之后，就会计算出模型的初始状态，然后改变其他条件，再计算模型的响应结果。

2.5 FLAC^{3D} 动力计算的步骤

FLAC^{3D} 是二维有限差分程序 FLAC^{2D} 的扩展，能够进行岩石、土等材料达到屈服极限后经历塑性变形的三维空间行为分析。运用 FLAC^{3D} 进行动力计算，必须首先进行静力分析。在完成静力分析的基础上，才能施加动力载荷进行动力分析。FLAC^{3D} 动力计算大致可以分为以下几个步骤：

- (1) 确定计算区域，并进行网格划分；
 - (2) 选择动力计算模式，定义本构模型和材料的物理力学参数；
 - (3) 定义计算所需的边界条件和初始条件；
 - (4) 进行计算，获得初始平衡状态；
 - (5) 进行工程开挖计算分析，得到开挖后的静力计算结果；
 - (6) 检查静力计算结果，认为满意后，设置动力计算的边界条件；
 - (7) 施加动力载荷，进行动力计算，得到动力计算结果。
- 一般的计算流程如图2-4所示。

图 2-4 FLAC^{3D} 动力计算步骤

第三章 高应力岩体动力响应分析

3.1 引言

FLAC 最初是应用于岩土工程，而近十几年来，FLAC 在地下工程、矿业、岩石力学等研究领域取得了广泛的应用。由于 FLAC 具有的动态计算模块能很好地解决非线性动力分析问题，因此编码可以应用于各种工程动力学问题，可以进行爆破工程和地震工程的分析。近年来，FLAC^{3D} 已成功应用于岩土开挖、边坡稳定分析及爆炸、地震动力响应分析等许多领域^[52-57]。但应用 FLAC 分析高应力岩体的动力响应问题，国内外学者研究的还很少。本文将利用 FLAC^{3D} 研究深井高应力岩体的动力响应问题，由于深井开采中涉及到的井巷、硐室及矿柱众多，选取典型案例进行分析。

3.2 深埋硐室动力响应的模拟与分析

冬瓜山铜矿破碎硐室位于主提升井附近的-875m 水平，该井井口标高为+95m。破碎硐室的埋深达 970m，为国内罕见的大深度地下铜室。该硐室位于船山组灰岩岩层中，断面形状为直墙三心拱型，净断面尺寸为宽 9m，墙高 9m，拱心高 3.5m，大芯弧半径为 5.457m，两个小芯弧半径为 2.978m。硐室长度达 34m，其形状和尺寸见图 3-1。

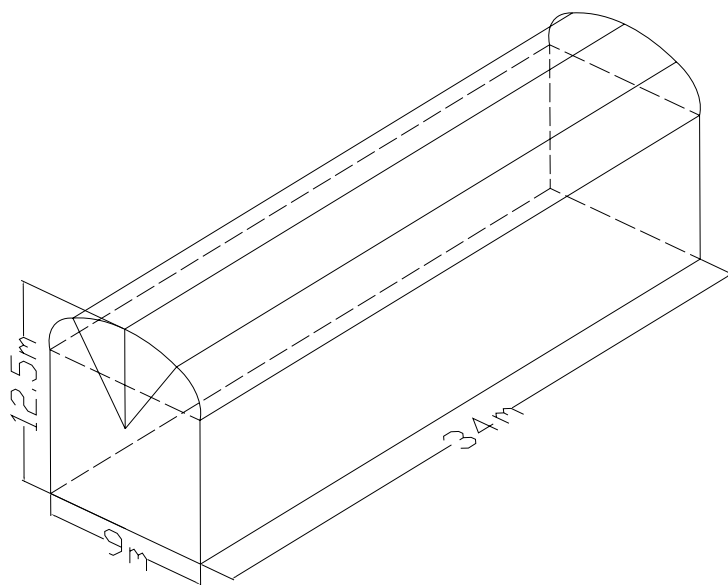


图 3-1 破碎硐室形状及尺寸图

硐室在施工完成后,外界扰动因素有很多,如放炮、机械振动、相邻岩爆产生的应力波、地震等。硐室在这些外界扰动的影响下,其围岩的应力会怎么变化?硐室围岩会如何变形?局部会不会失稳破坏?这些问题都值得讨论和研究,而数值模拟的方法是有效的研究手段。

3.2.1 数值计算模型和网格划分

设计计算模型的垂直硐室长轴方向横断面的几何尺寸为 $90\text{m} \times 90\text{m}$,硐室长轴方向取 3m 。由于大型通用有限元分析软件 ANSYS 具有强大的前处理功能,对于在 $\text{FLAC}^{3\text{D}}$ 中较难建立的模型,应用 ANSYS 可以很方便的实现。利用 ANSYS 建立硐室围岩的数值模型,然后通过 FORTRAN 程序把建好的模型导入 $\text{FLAC}^{3\text{D}}$ 中,ANSYS 中建模的源程序代码见附录一。设置模型边界条件:约束硐室长轴两端沿轴向方向的位移和下部边界竖直方向的位移;上部边界施加竖直方向地应力,左右边界施加水平方向地应力。硐室围岩的计算模型及网格划分模型分别见图 3-2、3-3。

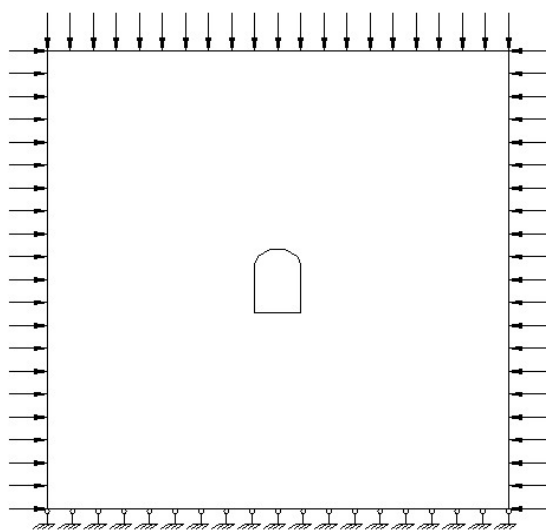


图 3-2 硐室围岩的计算模型

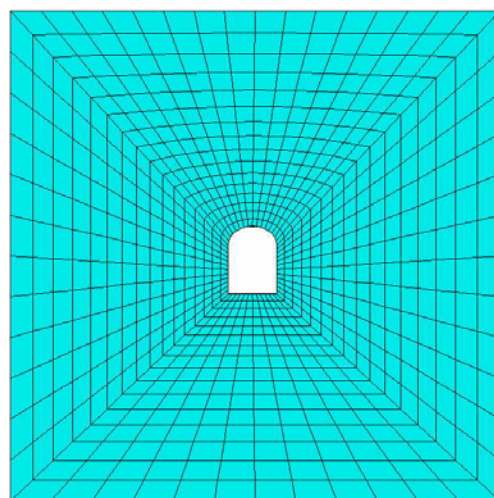


图 3-3 计算的网格模型

3.2.2 数值计算参数

根据文献[12]选取硐室围岩边界处的垂直地应力大小 $p=31.00\text{MPa}$,水平地应力大小 $q=39.09\text{MPa}$ 。围岩的物理力学参数如表 3-1 所示。

表 3-1 硐室围岩的力学参数取值表

弹性模量(GPa)	泊松比	内聚力 (MPa)	内摩擦角(°)	抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)
9.89	0.22	11.5	38	90	8.60

在FLAC^{3D}计算中, 岩体变形参数采用的是体积模量(K)和剪切模量(G)。因此, 必须将弹性模量(E)和泊松比(μ)转化成体积模量(K)和剪切模量(G), 转化公式为:

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)} \quad (3-1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3-2)$$

3.2.3 屈服准则的选取

在 FLAC 中, 摩尔-库仑弹塑性模型最适用于岩土工程材料^[51]。这种模型的破坏包络线对应于摩尔-库仑判据(剪切屈服函数)加上拉应力屈服函数。

假设压应力为负, 且 $\sigma_1 \leq \sigma_3$, 则在 (σ_1, σ_3) 平面的破坏准则可以表示为如图 3-22 所示的形式。由摩尔-库仑屈服函数定义的从 A 点到 B 点的破坏包络线为:

$$f^s = \sigma_1 - N_\phi \sigma_3 + 2c(N_\phi)^{1/2} \quad (3-3)$$

式中: ϕ 为摩擦角; c 为粘聚力; $N_\phi = \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi}$ 。

由 B 点到 C 点的拉应力屈服函数定义为:

$$f^t = \sigma' - \sigma_3 \quad (3-4)$$

式中: σ' 为抗拉强度。

当岩体中某一点满足 $f^s < 0$, 发生剪切破坏; 当满足 $f^t > 0$, 发生拉伸破坏。

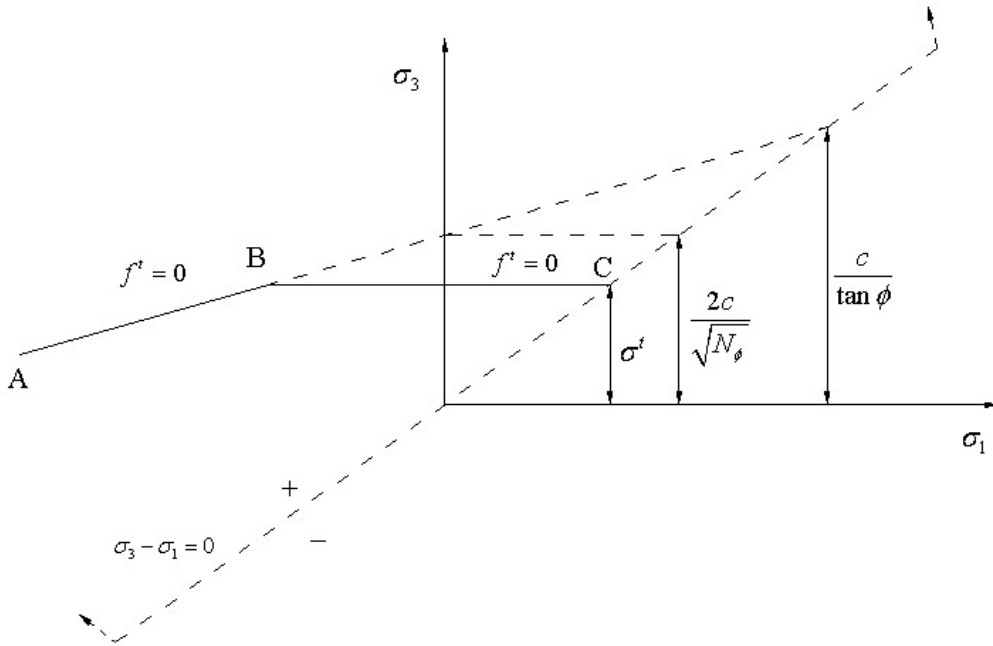


图 3-4 岩土材料的摩尔-库仑破坏准则

材料的强度不能超过如下定义的 σ'_{\max} 的值：

$$\sigma'_{\max} = \frac{c}{\tan \phi} \quad (3-5)$$

剪切势函数 g^s 对应于非关联的流动法则，其表达式如下：

$$g^s = \sigma_1 - N_\phi \sigma_3 \quad (3-6)$$

势函数 g^t 对应于拉应力破坏的相关联流动法则，其表达式如下：

$$g^t = -\sigma_3 \quad (3-7)$$

3.2.4 数值计算方案

先进行静载计算，计算硐室开挖后的应力分布、位移和变形情况。为研究硐室开挖后，外界的动力扰动对硐室围岩的影响，分别在模型上边界和右边界施加一应力波分布荷载，硐室围岩的动力模型示意图分别见图 3-5、3-6。放炮、机械振动、相邻岩爆产生的应力波、地震等外界扰动对围岩的作用实际上是一种随机动荷载。分析中采用如图 3-7 所示的正弦脉冲分布荷载，应力波延时为 0.01s，在 FLAC^{3D} 中计算时间取为 0.2s。为了分析动载大小对矿柱的影响，在计算中分别取扰动应力波的峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ，20 MPa，30MPa。在 FLAC^{3D} 中，在硐室围岩上边界施加动载的源程序代码见附录二。

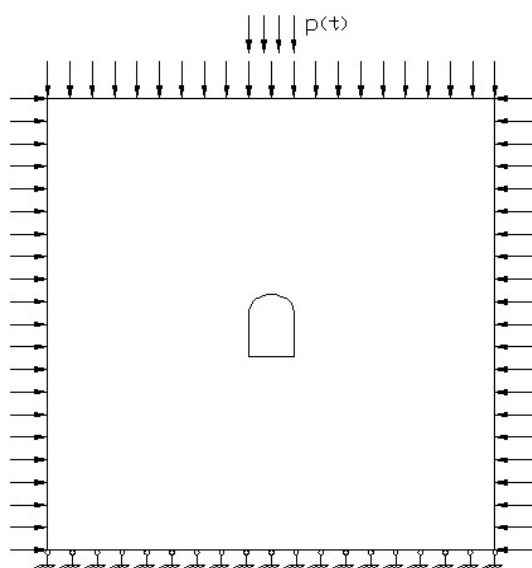


图 3-5 围岩上边界施加动载的模型

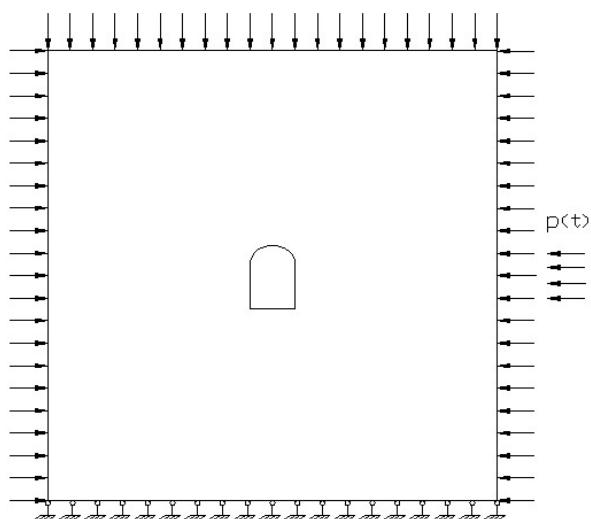


图 3-6 围岩右边界施加动载的模型

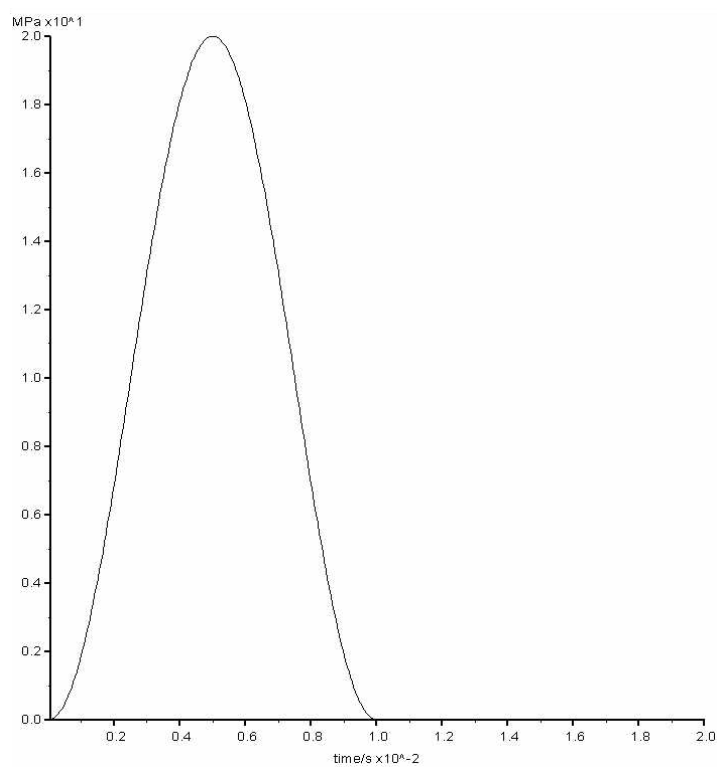


图 3-7 应力波脉冲的时程曲线

3.2.5 数值计算结果及分析

(1) 硐室围岩的静力分析

图 3-8~3-10 分别显示了硐室开挖后围岩的竖直方向的位移、最大主应力分布和塑性区分布情况。

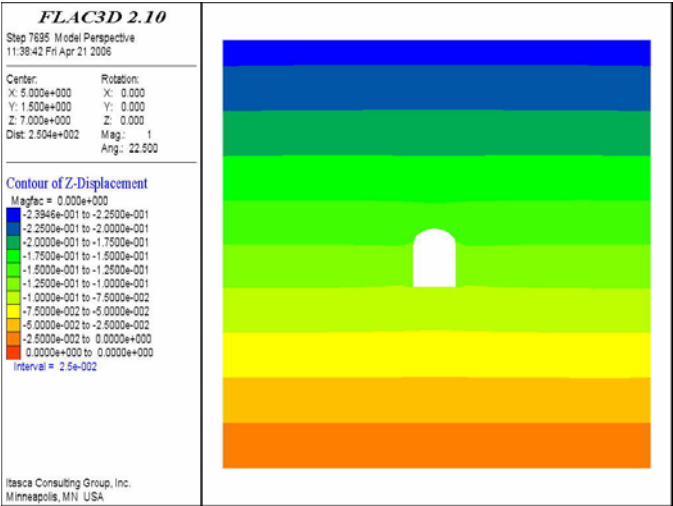


图 3-8 开挖后硐室围岩竖直方向位移

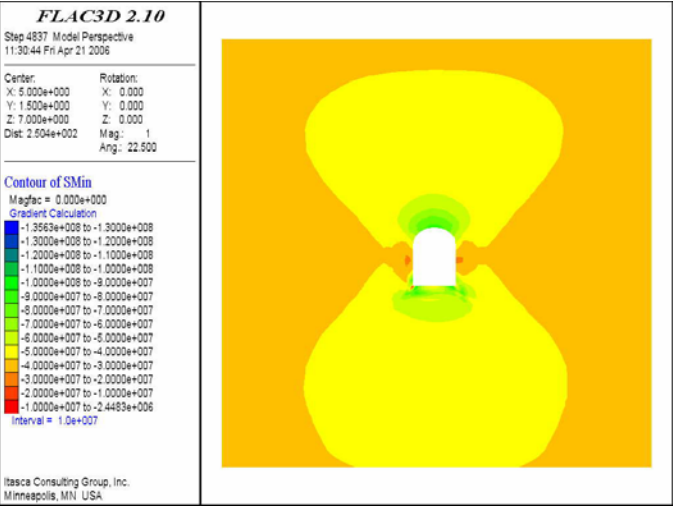


图 3-9 开挖后硐室围岩最大主应力分布

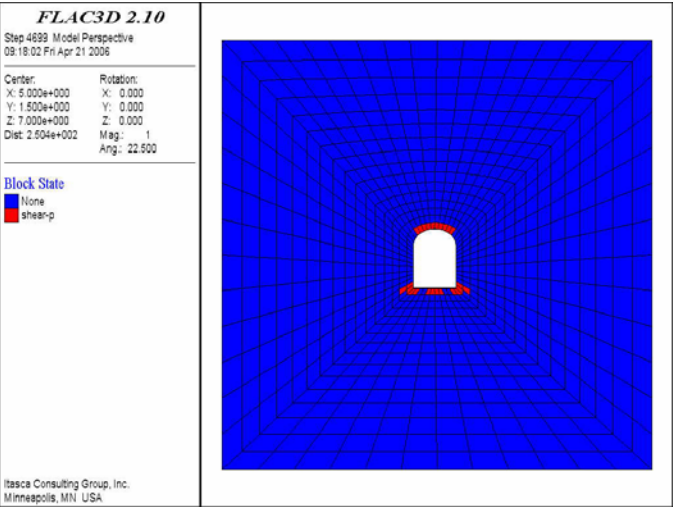


图 3-10 开挖后硐室围岩塑性区分布

由图 3-8 可知, 硐室开挖后在不支护的情况下, 硐室的拱顶竖直位移较大; 由图 3-9 可看出, 硐室的拱顶应力集中程度较大, 另外硐室底板及两底角也出现了应力集中。计算结果显示, 硐室拱顶出现了塑性区, 另外硐室底板中央和两底角也出现了塑性区, 说明这些地方容易破坏, 塑性区分布见图 3-10。

(2) 硐室围岩的动力分析

1) 应力分析

取硐室周边左侧壁中间一个单元 (Zone 390)、拱顶正中间单元 (Zone 584)、右侧壁中间一个单元 (Zone 4) 作为研究对象, 以研究应力波作用过程中硐室周边围岩应力随时间变化情况。图 3-11~3-28 分别给出了扰动应力波来自硐室上边界和右边界时, 硐室周边围岩在不同应力波峰值下最大主应力随时间的变化情况。

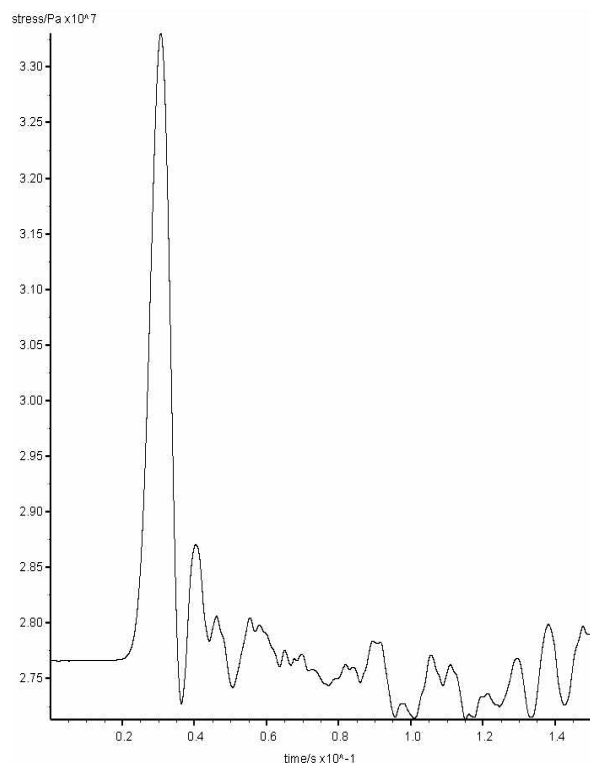


图 3-11 应力波来自上边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$
Zone 390 最大主应力时程曲线

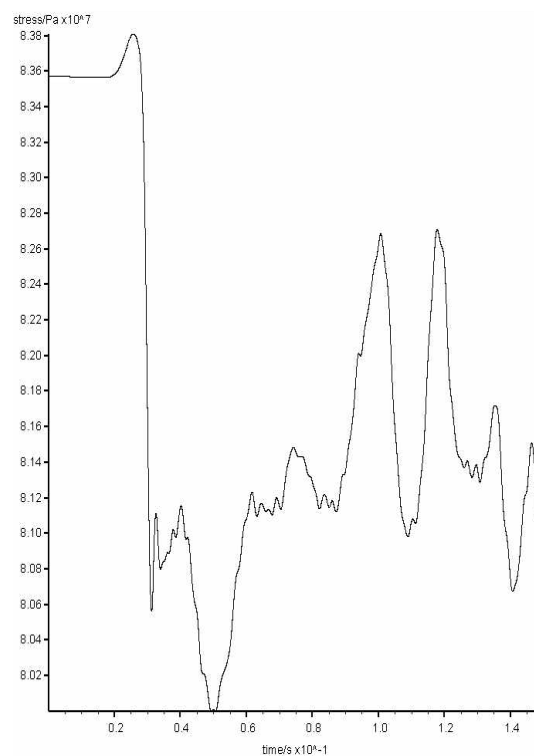


图 3-12 应力波来自上边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$
Zone 584 最大主应力时程曲线

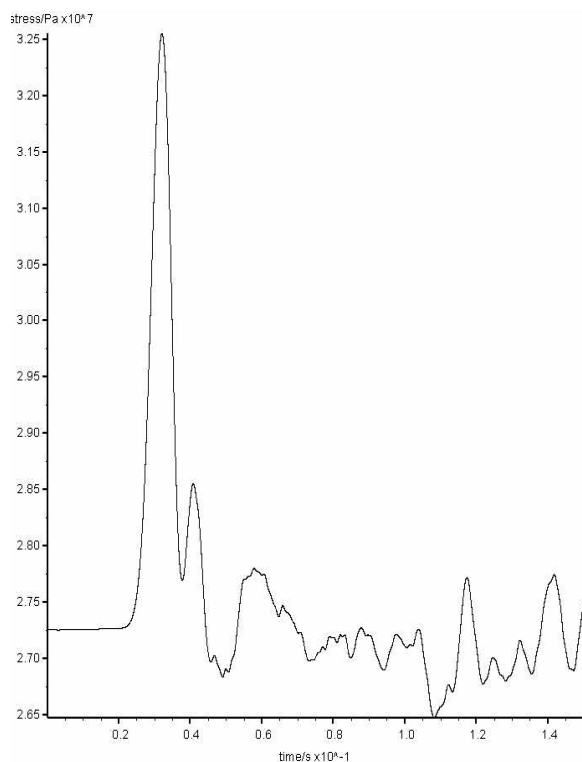


图 3-13 应力波来自上边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$
Zone 4 最大主应力时程曲线

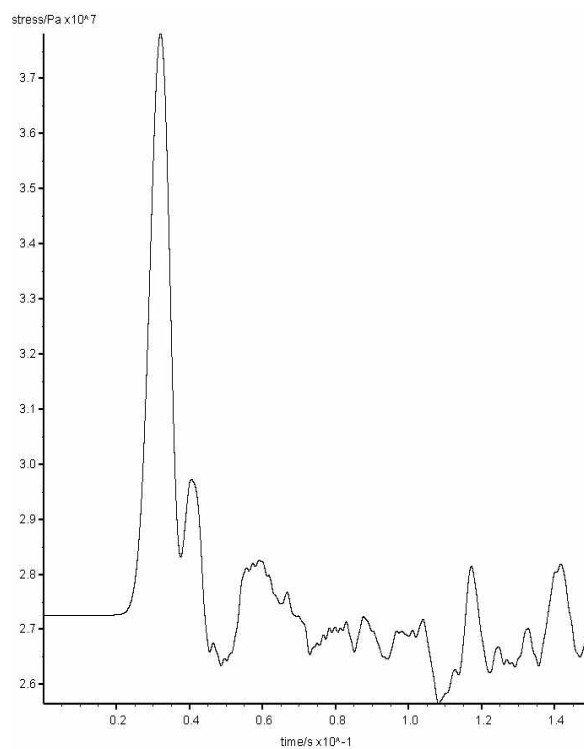


图 3-14 应力波来自上边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$
Zone 390 最大主应力时程曲线

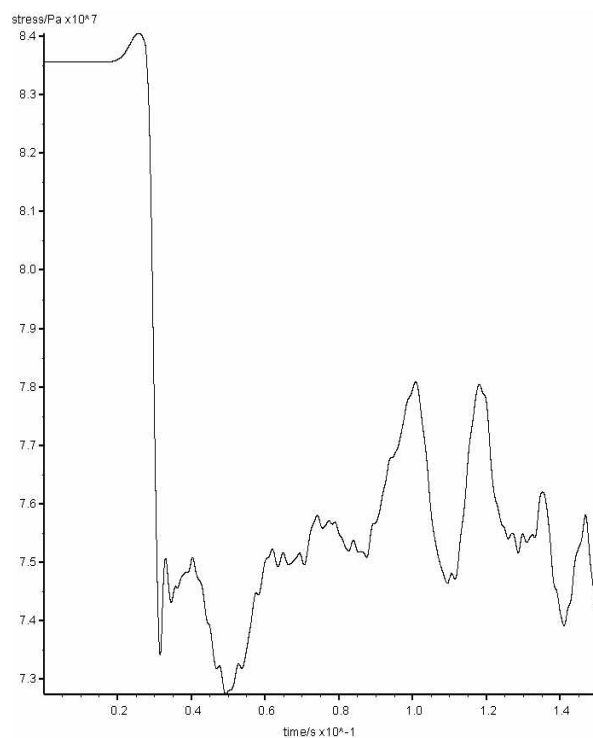


图 3-15 应力波来自上边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$
Zone 584 最大主应力时程曲线

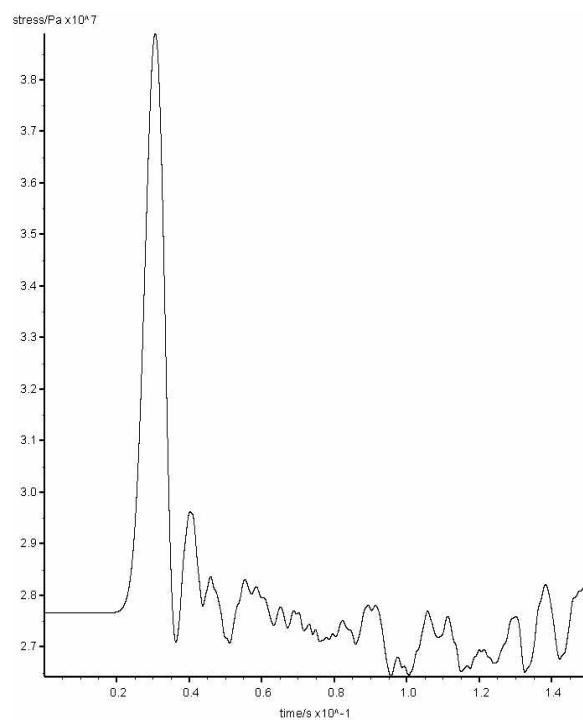


图 3-16 应力波来自上边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$
Zone 4 最大主应力时程曲线

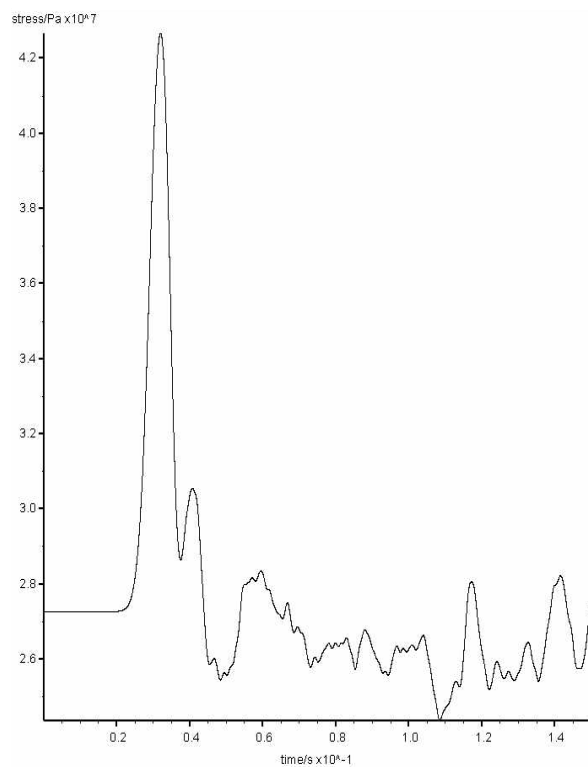


图 3-17 应力波来自上边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$
Zone 390 最大主应力时程曲线

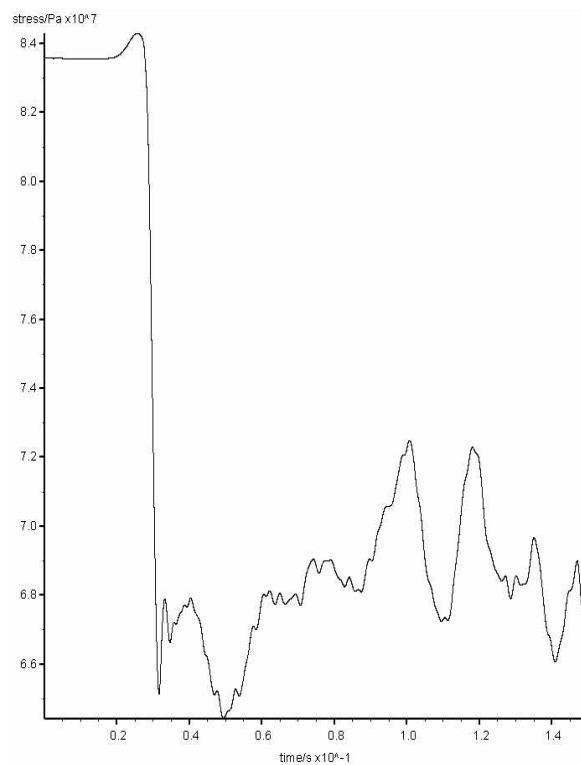


图 3-18 应力波来自上边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$
Zone 584 最大主应力时程曲线

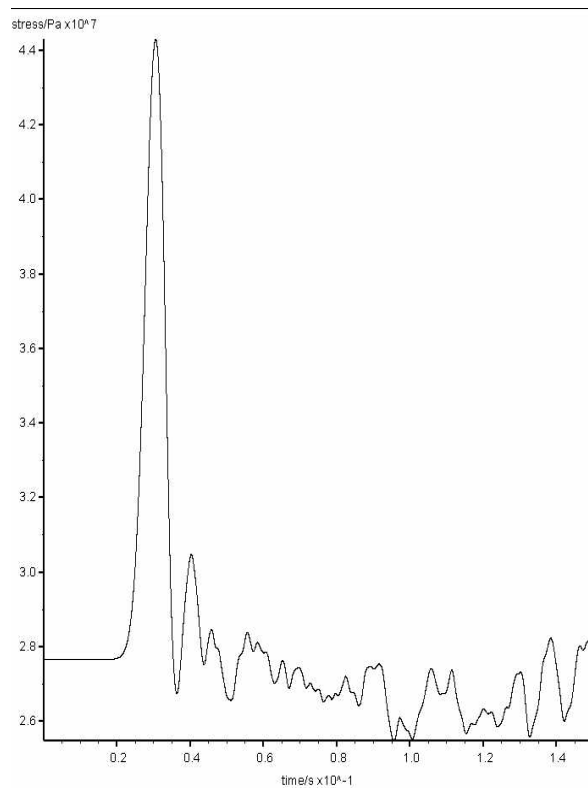


图 3-19 应力波来自上边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$
Zone 4 最大主应力时程曲线

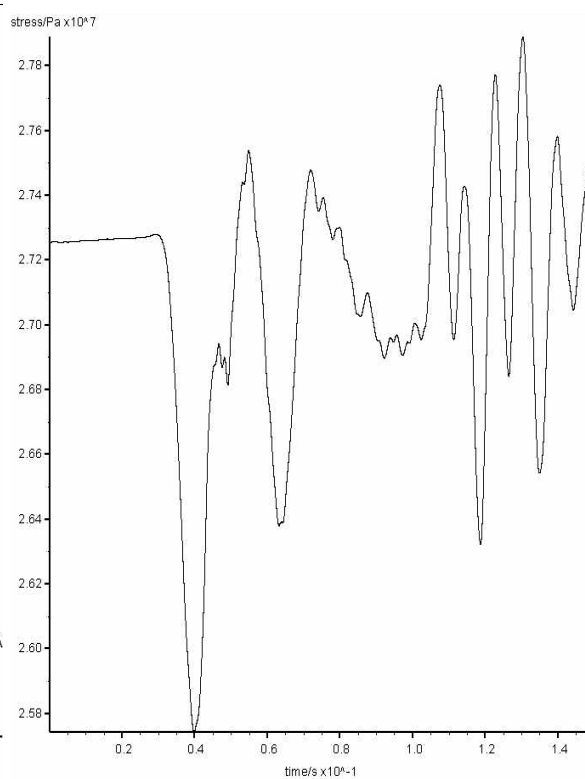


图 3-20 应力波来自右边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$
Zone 390 最大主应力时程曲线

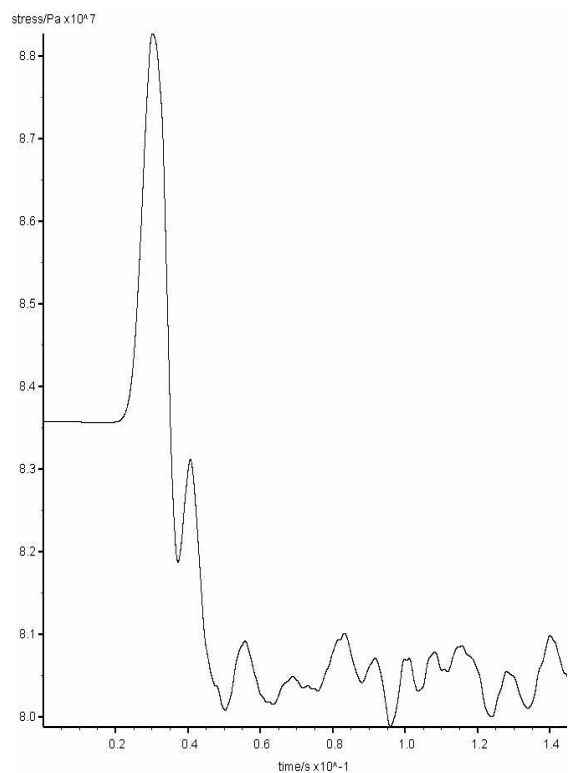


图 3-21 应力波来自右边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$
Zone 584 最大主应力时程曲线

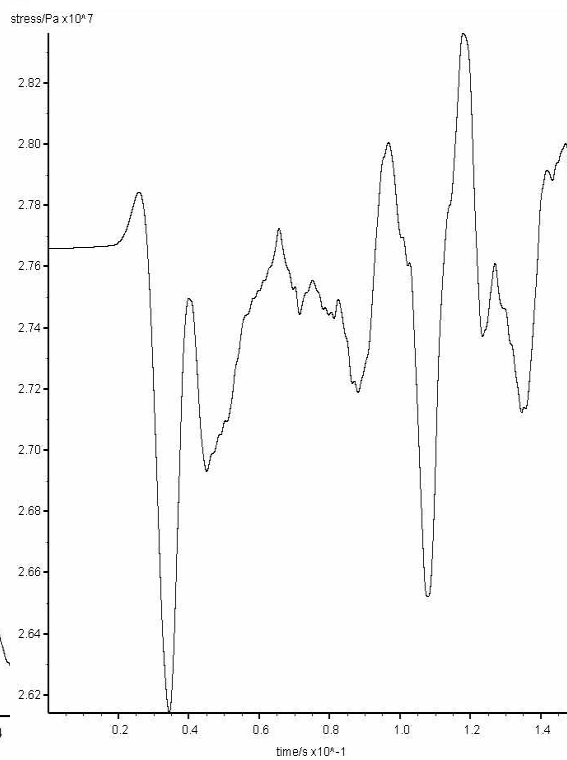


图 3-22 应力波来自右边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$
Zone 4 最大主应力时程曲线

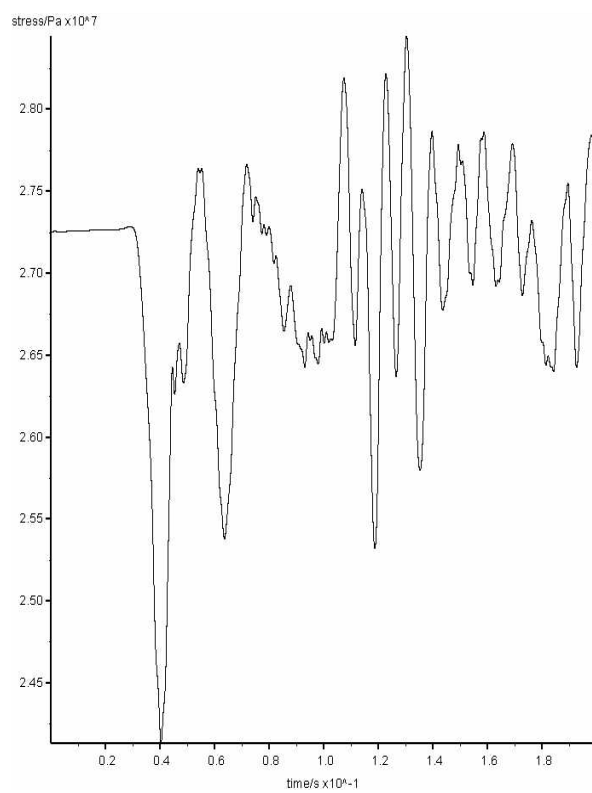


图 3-23 应力波来自右边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$
Zone 390 最大主应力时程曲线

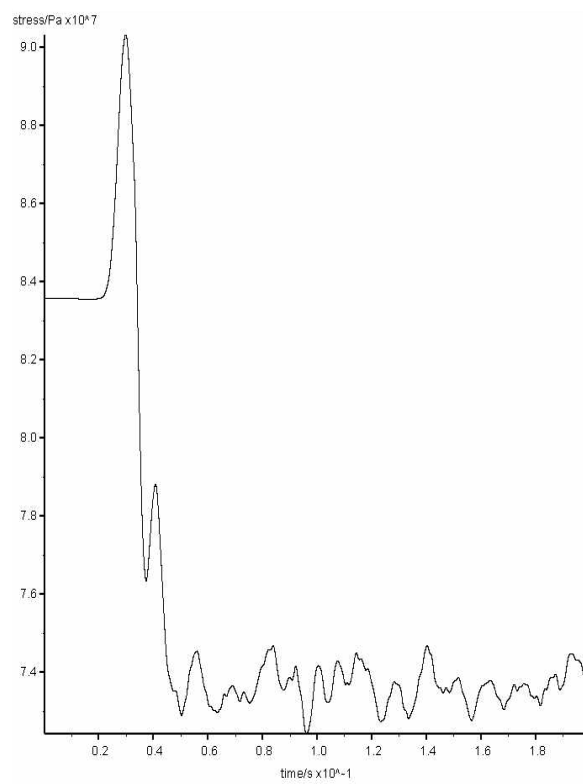


图 3-24 应力波来自右边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$
Zone 584 最大主应力时程曲线

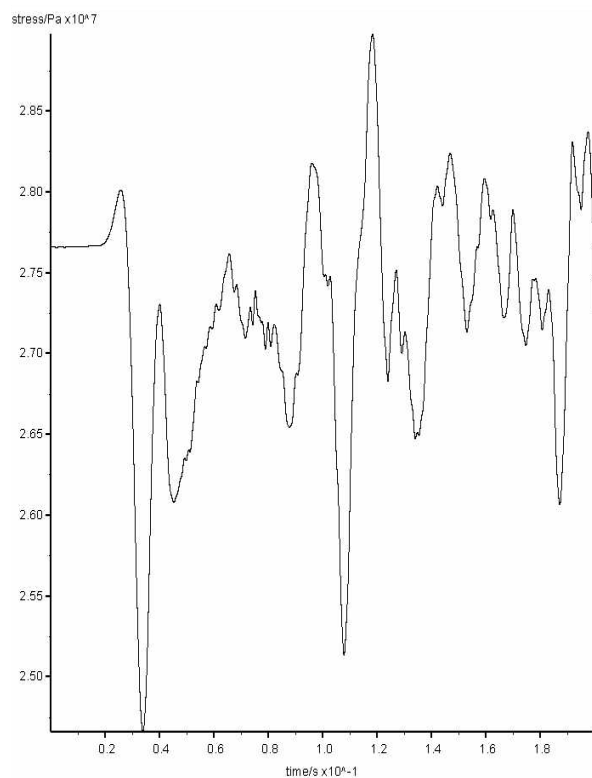


图 3-25 应力波来自右边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$
Zone 4 最大主应力时程曲线

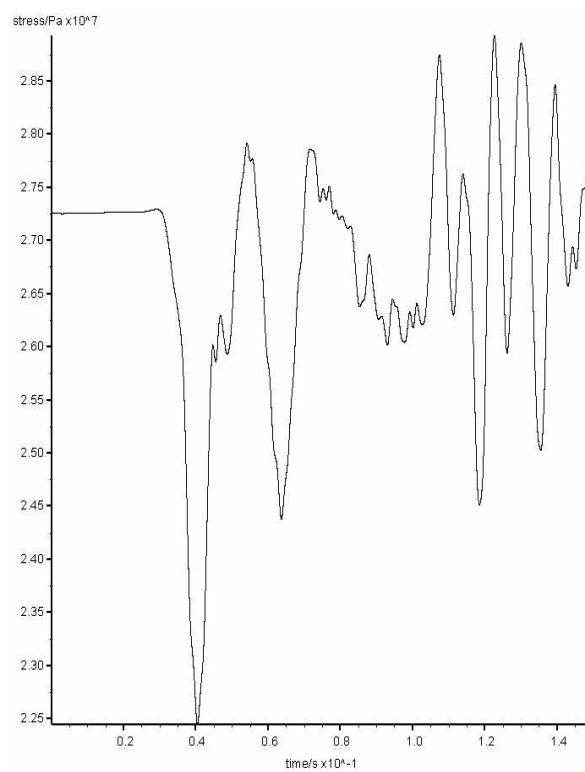


图 3-26 应力波来自右边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$
Zone 390 最大主应力时程曲线

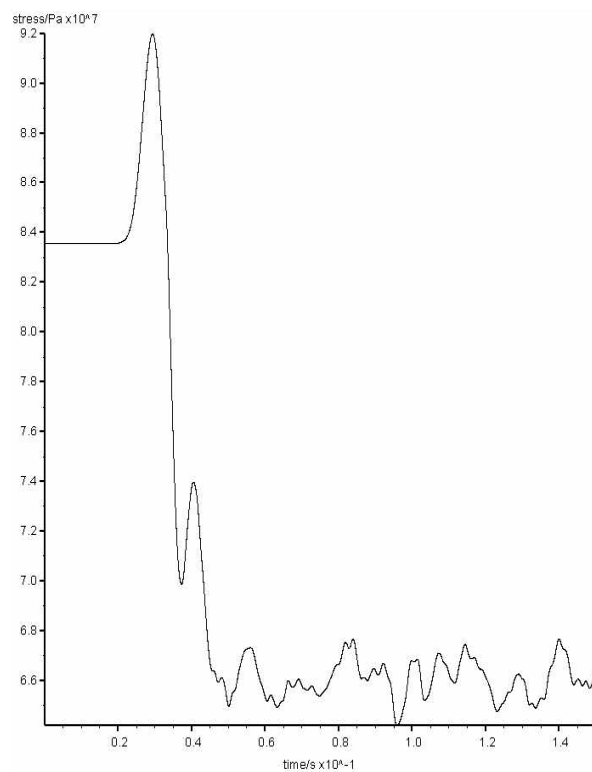


图 3-27 应力波来自右边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$
Zone 584 最大主应力时程曲线

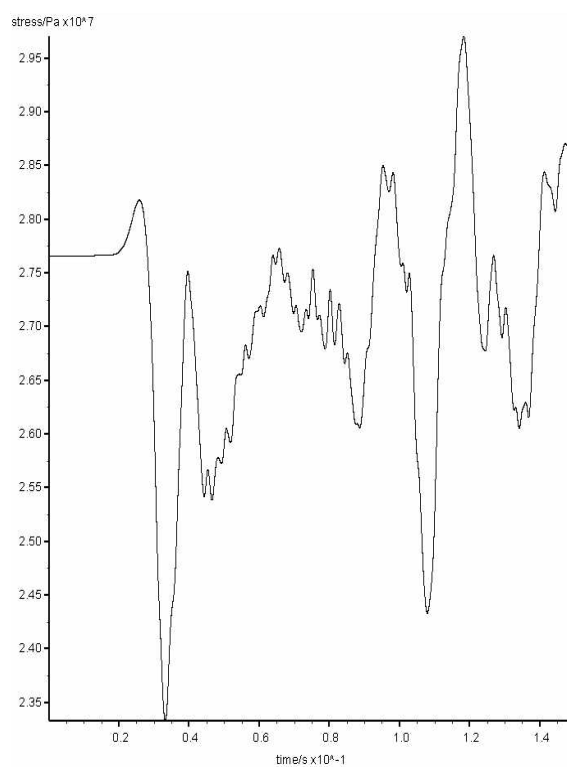
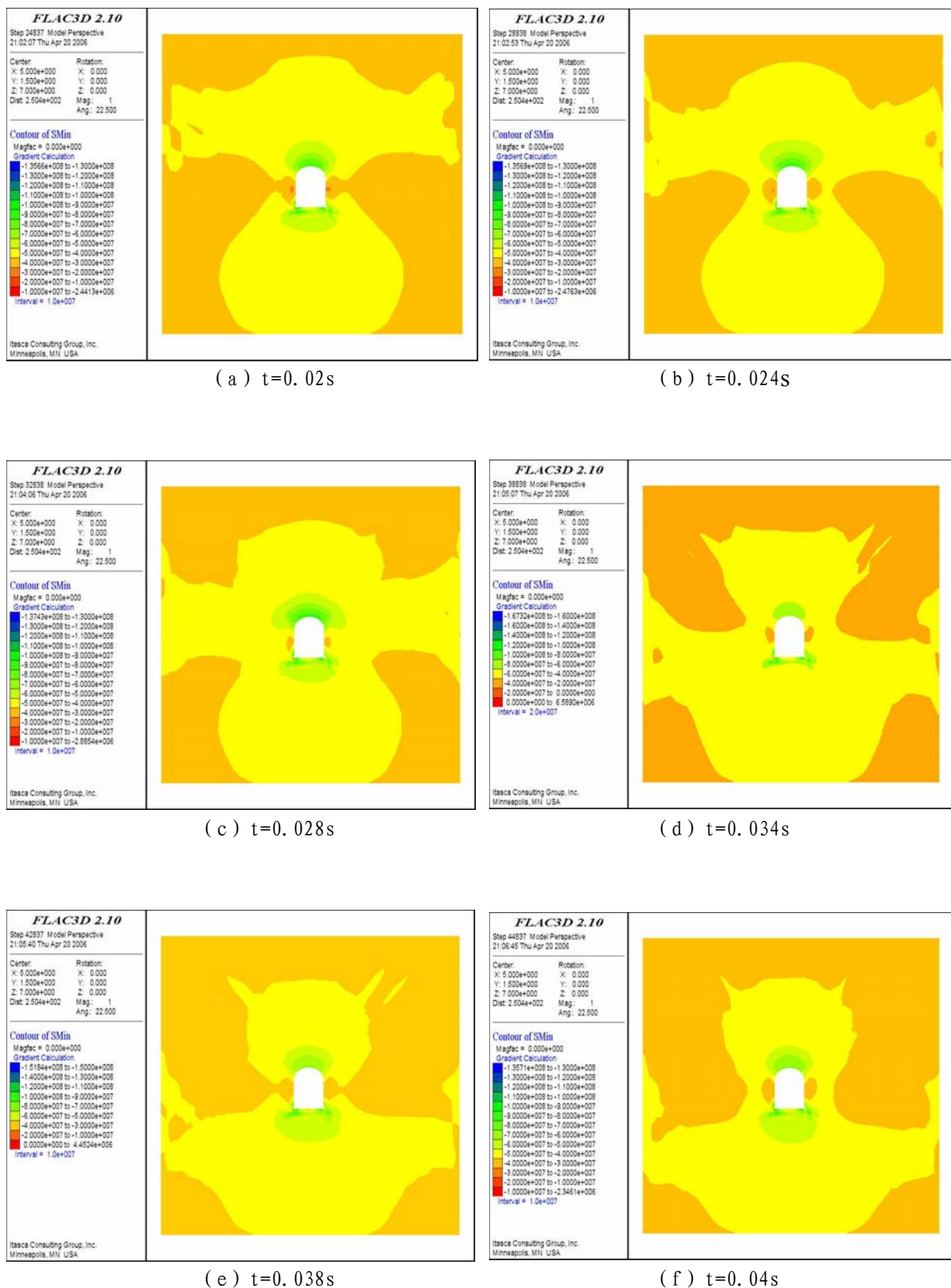


图 3-28 应力波来自右边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$
Zone 4 最大主应力时程曲线

图 3-29 应力波来自上边界 $p_{max}=30MPa$ 不同时刻硐室围岩的最大主应力分布

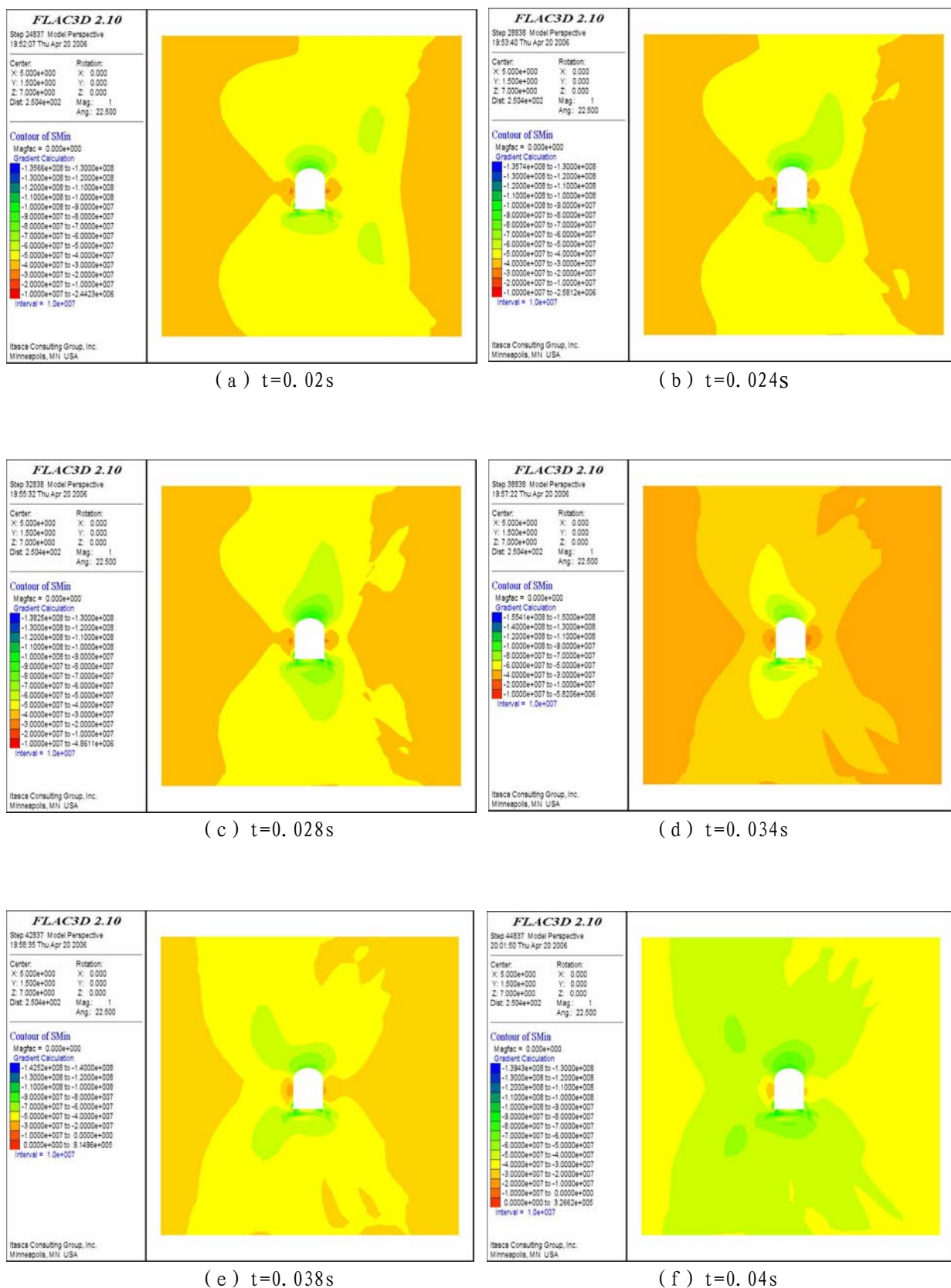
图 3-30 应力波来自右边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 不同时刻硇室围岩的最大主应力分布

图 3-11~3-19 分别给出了当扰动应力波来自硐室围岩上边界时,在不同应力波峰值下硐室周边围岩单元应力变化情况。由图可以看出,硐室左侧壁与右侧壁围岩单元(Zone 390 和 Zone 4)最大主应力的变化规律相似,在应力波作用过程中,单元应力先增大后降低,在应力波达到峰值时,单元应力达到最大值,且随着应力波峰值的增大,应力最大值也增大;在应力波作用之后,单元应力基本保持不变,说明这两处围岩在应力波作用过程中及之后仍能保持较好的稳定性。在应力波作用过程中,硐室拱顶中间单元(Zone 584)最大主应力值基本呈减小趋势;在应力波作用之后,单元应力降为最低,且随着应力波峰值的增大,单元的应力值的降幅也越来越大,说明此处围岩发生了破坏,其承载能力降低,且随着应力波强度的增大,此处围岩的破坏程度也加大。

图 3-20~3-28 分别给出了当扰动应力波来自硐室围岩右边界时,在不同应力波峰值下硐室周边围岩单元应力变化情况。由图可以看出,在应力波作用过程中,硐室左侧壁与右侧壁围岩单元(Zone 390 和 Zone 4)最大主应力的变化规律仍然相似,应力值基本上是先减小后增大,在应力波达到峰值时,单元应力降为最低,且随着应力波峰值的增大,应力最小值也减小;在应力波作用之后,应力变化有明显的波动,但基本上是在初始值附近波动,随着应力波峰值的增大,应力变化的波动程度有所加大。在应力波作用过程中,硐室拱顶中间单元(Zone 584)最大主应力值先增大后降低,在应力波达到峰值时,单元应力达到最大值,且随着应力波峰值的增大,应力最大值也增大;在应力波作用之后,单元应力降为最低,比初始值低许多,且随着应力波峰值的增大,应力的降幅也增加,说明此处围岩发生了破坏,其承载能力降低,且随着扰动应力波强度的增大,此处围岩的破坏程度也加大。

图 3-29 显示了应力波来自硐室围岩上边界应力波峰值 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 时,不同时刻硐室围岩的最大主应力分布云图。图中所选时间为应力波作用于硐室周边围岩前后的时间段,在这个时间段内,随着应力波从硐室围岩上边界向下传播,可以看出硐室周边围岩的应力变化,这个变化在竖直方向表现的比较明显。

图 3-30 显示了应力波来自硐室围岩右边界应力波峰值 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 时,不同时刻硐室围岩的最大主应力分布云图。随着应力波从硐室围岩右边界向左传播,在所选的时间段中,可以明显看出硐室周边围岩的应力在水平方向上的变化。

对比图 3-29 和 3-30 可以看出,相比于扰动应力波来自硐室围岩上边界,当应力波来自围岩右边界时,应力波在作用过程中对硐室周边围岩的应力的影响较大,围岩应力的变化也比较明显。

2) 围岩塑性变形分析

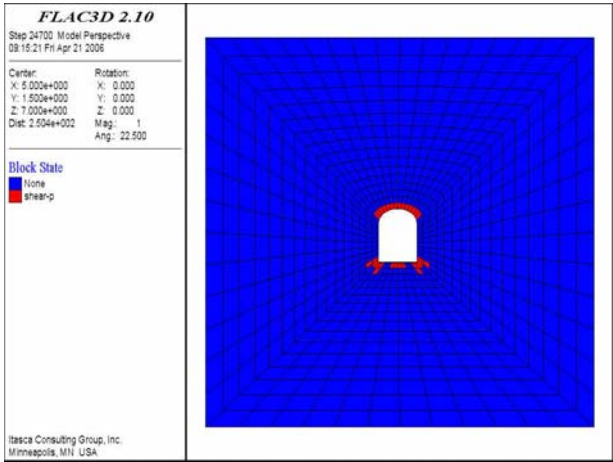


图 3-31 来自硐室上边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 应力波作用后围岩的塑性区分布

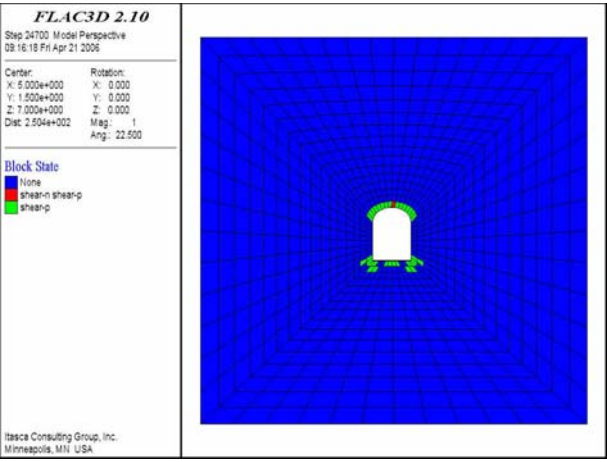


图 3-32 来自硐室上边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$ 应力波作用后围岩的塑性区分布

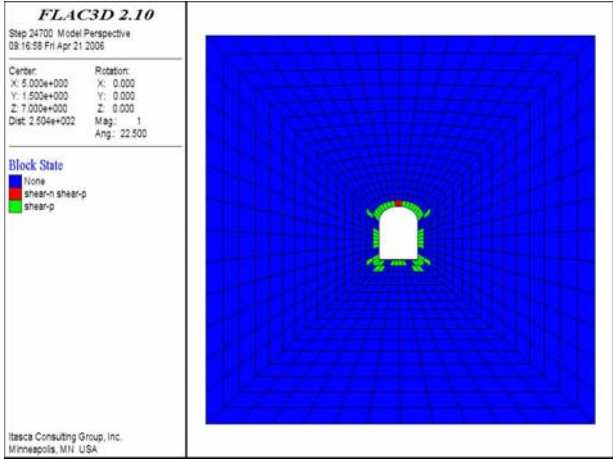


图 3-33 来自硐室上边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 应力波作用后围岩的塑性区分布

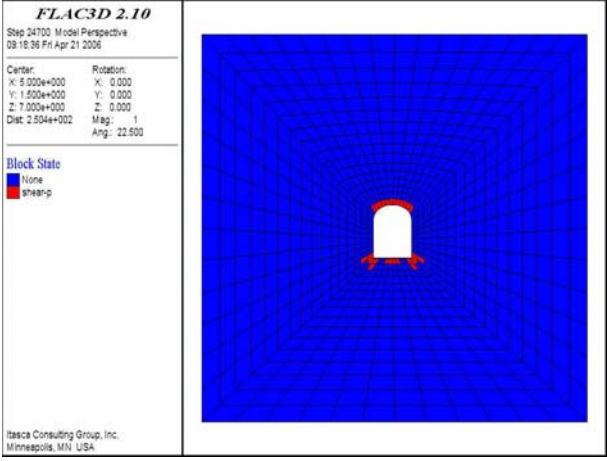


图 3-34 来自硐室右边界 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 应力波作用后围岩的塑性区分布

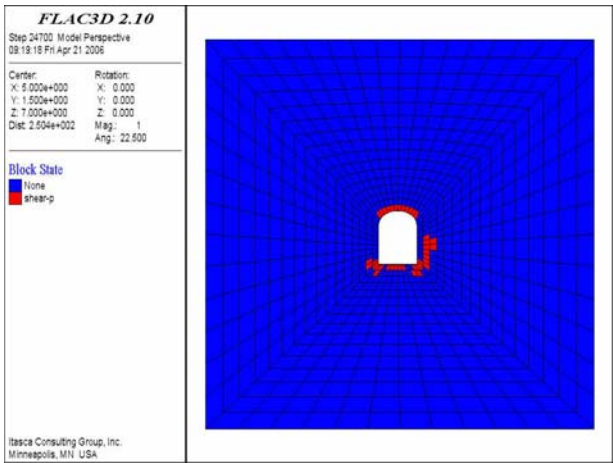


图 3-35 来自硐室右边界 $p_{\max}=20\text{MPa}$ 应力波作用后围岩的塑性区分布

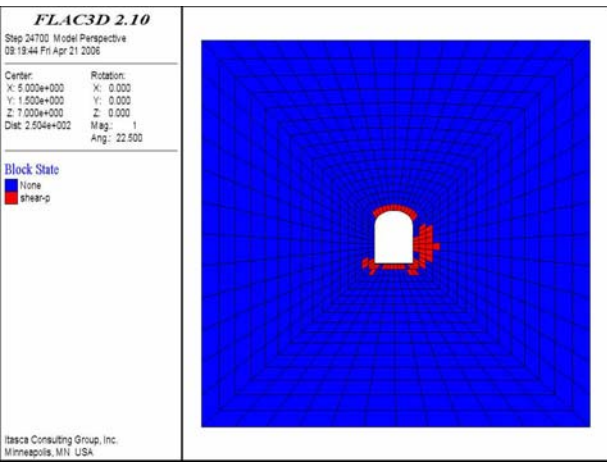


图 3-36 来自硐室右边界 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 应力波作用后围岩的塑性区分布

图 3-31~3-36 分别显示了扰动应力波施加于硐室上边界和右边界时, 硐室周边围岩在不同应力波峰值下塑性区分布情况。当应力波施加于硐室上边界时, 随着应力波峰值的增大, 硐室周边围岩所出现的塑性区也增大, 硐室拱顶、底板及两底角塑性区变化比较明显(见图 3-31~3-33), 说明此种情况下, 扰动应力波对硐室拱顶、底板及两底角的影响较大, 随着扰动应力波强度的增加, 这些地方也容易失稳破坏。当应力波施加于硐室右边界时, 随着应力波峰值的增大, 硐室右侧壁所出现的塑性区也增大, 且增大趋势呈水平方向(见图 3-34~3-36), 说明此种情况下, 扰动应力波对硐室侧壁围岩的影响较大, 随着扰动应力波强度的增加, 硐室侧壁围岩也容易失稳破坏。

3) 综合分析

由硐室围岩的应力情况和塑性变形情况可知, 当扰动应力波来自硐室围岩上边界时, 随着应力波强度的增加, 硐室拱顶围岩表现的越来越不稳定, 越来越容易失稳破坏, 破坏范围也越来越大; 当扰动应力波来自硐室围岩右边界时, 随着应力波强度的增加, 硐室右侧壁围岩表现的越来越不稳定, 越来越容易失稳破坏, 破坏范围在水平方向也越来越大。对比两种情况可知, 扰动应力波来自硐室围岩竖直方向时, 其对硐室拱顶和底板围岩的稳定性影响较大; 扰动应力波来自硐室围岩水平方向时, 其对硐室侧壁围岩的稳定性影响较大。

3.3 深井矿柱动力响应的模拟与分析

工程实践表明, 在高地应力环境下, 自然地震或崩矿过程产生的人工地震也会使矿柱突然失稳, 不同阶段的爆破作业会对上一阶段或下一阶段采场中矿柱的承载强度及其稳定性有较大影响。人工地震、自然地震及爆破而产生的应力波作用于矿柱, 对矿柱来说属于外界的动力扰动。研究承受高应力下的矿柱对动力扰动的响应有很大的实际意义。本节将选取某深部开采矿区内矿柱作为研究实例, 对其在动力扰动下的响应进行分析。

3.3.1 数值计算模型和网格划分

选取竖直圆形矿柱进行分析, 矿柱直径 2~6m, 高度 8~20m, 模型下边界施加位移约束, 上边界施加一竖直方向静载(负荷), 以模拟竖直方向的地应力。为考察动力扰动对矿柱的影响, 在模型上边界施加一动力荷载。圆形矿柱的静力、动力模型的示意图和计算的网格划分分别见图 3-37、3-38、3-39。

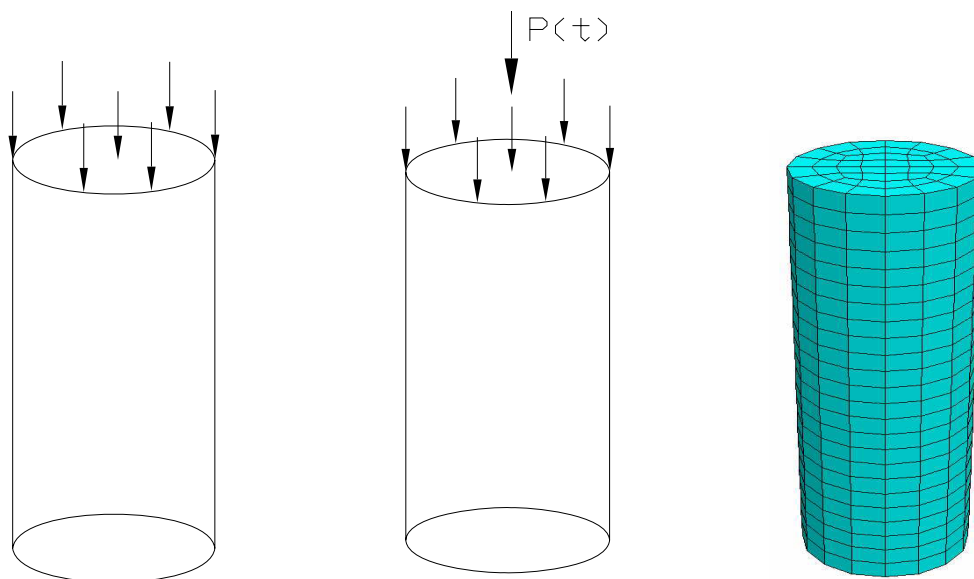


图 3-37 矿柱静力模型示意图 图 3-38 矿柱动力模型示意图 图 3-39 网格划分模型

3.3.2 数值计算参数和屈服准则

计算中所用到的参数见表 3-2。屈服准则选用摩尔-库仑准则。

表 3-2 某矿区矿柱力学参数

弹性模量(GPa)	泊松比	内聚力 (MPa)	内摩擦角($^{\circ}$)	密度(kg/m^3)	抗拉强度(MPa)
5.29	0.23	10.26	36.9	3024	3.19

3.3.3 数值计算方案

首先计算不同高径比矿柱在不同压力下的应力和变形情况,考察了不同高径比矿柱的承载能力。在此基础上,在矿柱模型的顶端施加一应力波荷载,进行动力分析。分析中采用如图 3-40 所示的正弦脉冲分布荷载,延时为 0.004s,在 FLAC 中计算时间取为 0.03s。为了分析动载大小对矿柱的影响,在计算中分别取扰动应力波的峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$, 20 MPa, 30MPa。选取直径为 2m, 高为 8m 的矿柱模型进行分析。在 $\text{FLAC}^{3\text{D}}$ 中,矿柱(高径比为 4:1)动力分析的源程序代码见附录三。

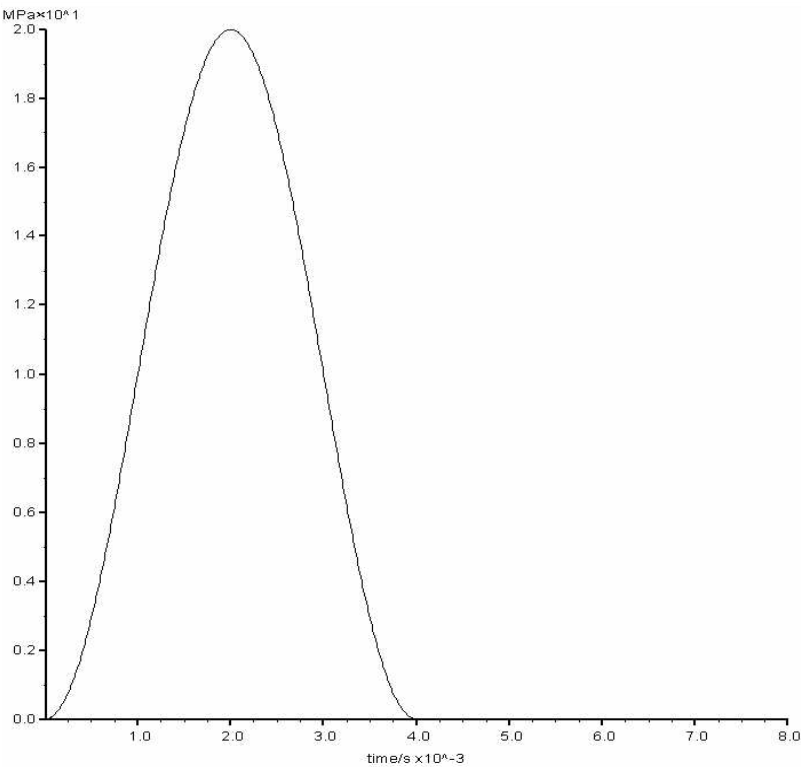


图 3-40 应力波的时程曲线

3.3.4 数值计算结果及分析

(1) 矿柱静力分析

选取直径 2m，高 8m 的矿柱模型（高径比为 4：1）进行分析，为考察不同负荷对矿柱的影响，选取大小不同的负载进行分析，由于是深井开采，分别选取负载 P=20MPa，30 MPa，40MPa 进行计算。计算结果如图 3-41~3-45 所示。

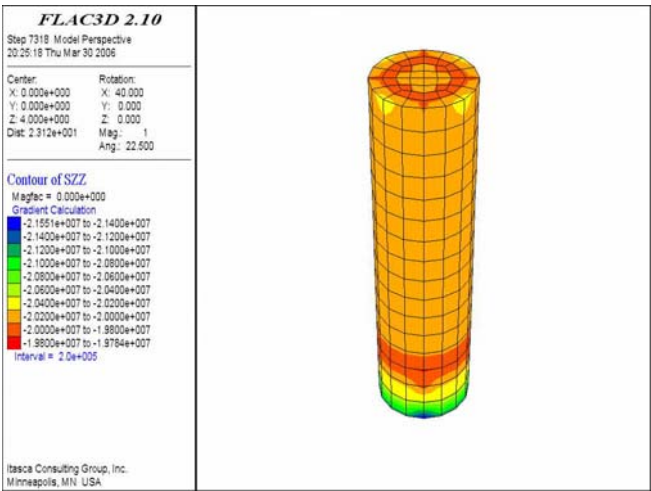


图 3-41 p=20MPa，高径比 4：1 的矿柱模型竖直方向应力

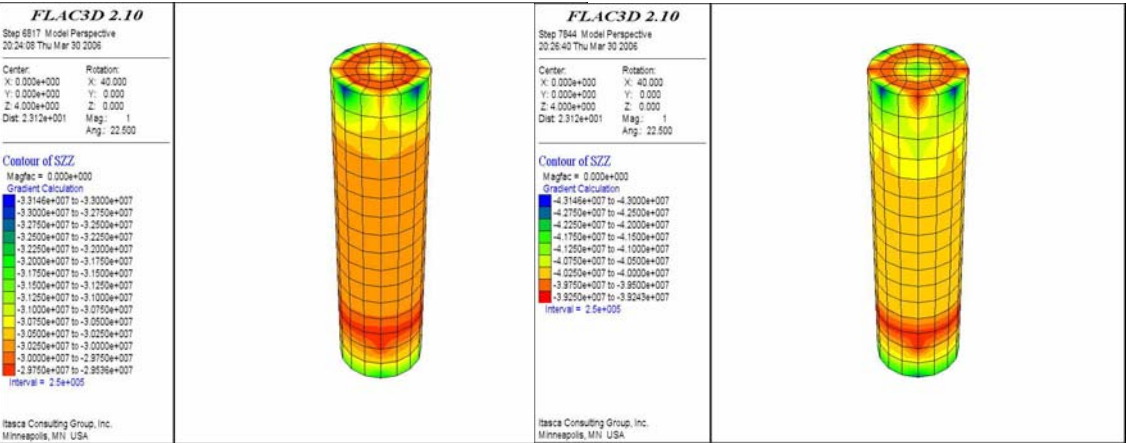


图 3-42 $p=30\text{MPa}$ ，高径比 4: 1 的矿柱模型
竖直方向应力

图 3-43 $p=40\text{MPa}$ ，高径比 4: 1 的矿柱模型
竖直方向应力

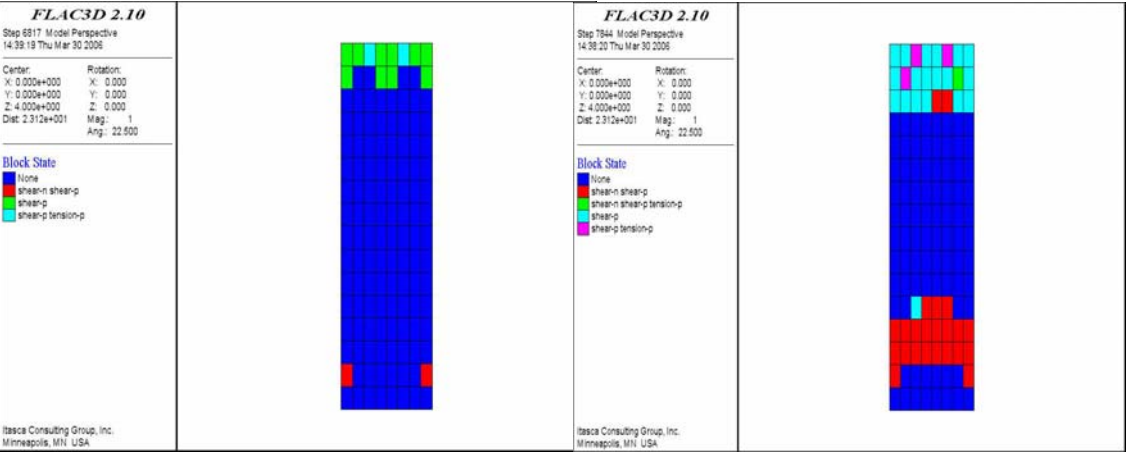


图 3-44 $p=30\text{MPa}$ ，高径比 4: 1 的矿柱模型
塑性区分布情况

图 3-45 $p=40\text{MPa}$ ，高径比 4: 1 的矿柱模型
塑性区分布情况

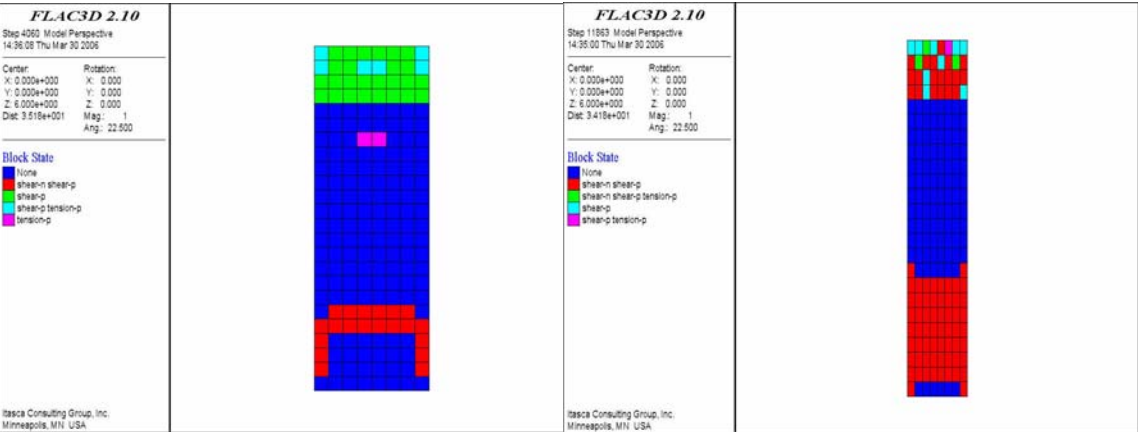


图 3-46 $p=40\text{MPa}$ ，高径比 3: 1 的矿柱模型
塑性区分布情况

图 3-47 $p=40\text{MPa}$ ，高径比 6: 1 的矿柱模型
塑性区分布情况

图 3-41~3-43 显示了高径比为 4:1 的矿柱模型在不同负载下, 模型单元竖直方向应力分布情况。当 $p=20\text{MPa}$ 时, 计算结果未发现塑性区; $p=30\text{MPa}$ 时, 计算结果发现矿柱模型极少单元出现了塑性变形, 如图 3-44 所示; $p=40\text{MPa}$ 时, 矿柱模型塑性区分布情况如图 3-45 所示。随着负载的增大, 矿柱模型所出现的塑性区范围也增大。

选用不同高径比的矿柱, 例如选用直径 2m, 高 12m 的矿柱 (高径比为 6:1) 和直径 4m, 高 12m 的矿柱 (高径比为 3:1), 计算不同高径比的矿柱模型在负载 $P=40\text{MPa}$ 时模型单元的塑性变形情况, 结果如图 3-46、3-47 所示。

由图 3-45、3-46 及 3-47 可以看出, 在负载 $p=40\text{MPa}$ 时, 随着高径比的增大, 矿柱模型所出现的塑性区也增大, 说明矿柱承载能力下降。

(2) 矿柱动力分析

1) 应力分析

取矿柱模型上部一个单元 (Zone 59)、中部一个单元 (Zone 31) 和下部一个单元 (Zone 7) 作为分析对象, 以研究在应力波作用过程中整个矿柱应力随时间变化情况。计算结果显示, 矿柱模型竖直方向的应力即为最大主应力。图 3-48~3-60 分别给出了负载 $p=20\text{MP}$ 、 $p=30\text{MP}$ 和 $p=40\text{MP}$ 时不同应力波峰值下矿柱模型上、中、下部单元最大主应力随时间变化情况。

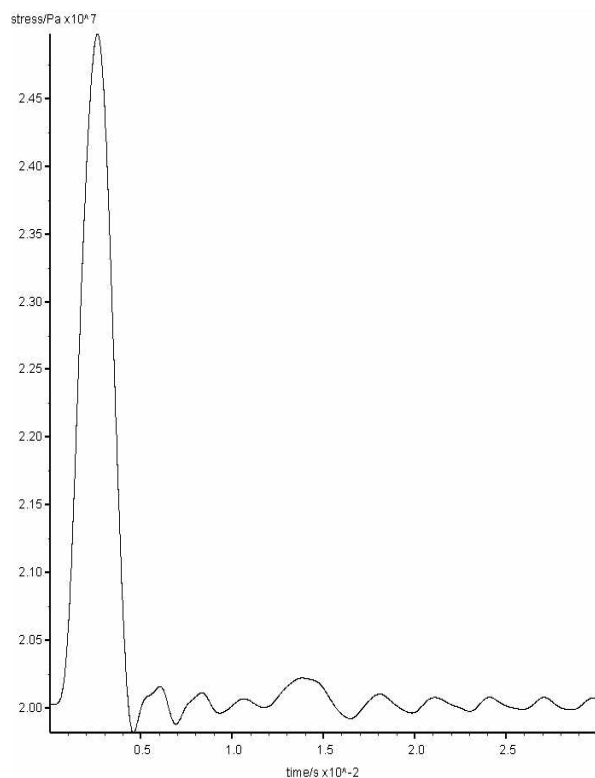


图 3-48 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

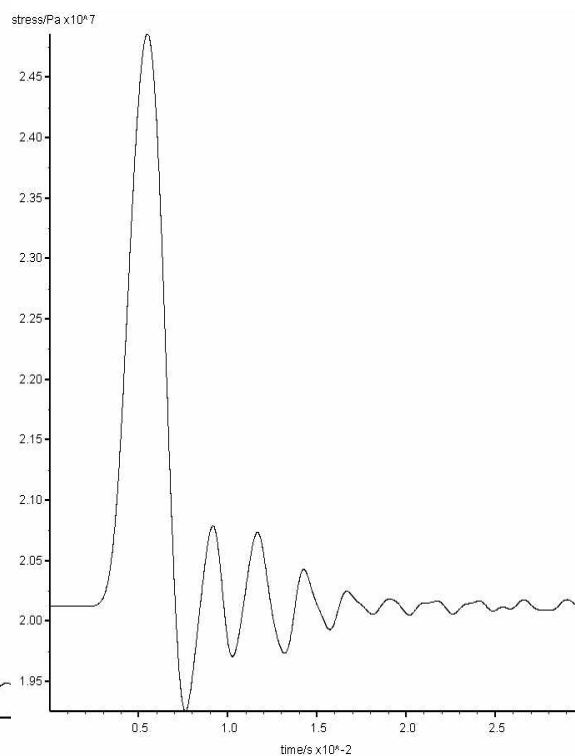


图 3-49 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

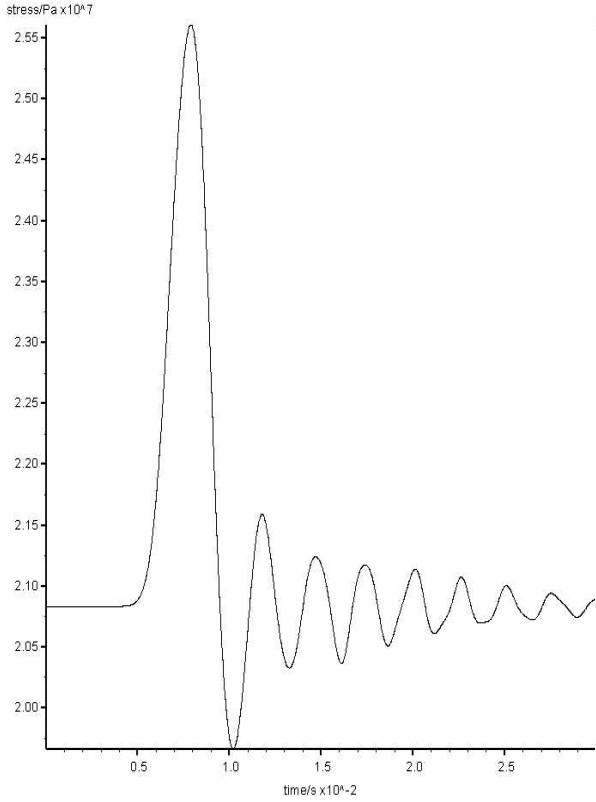


图 3-50 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

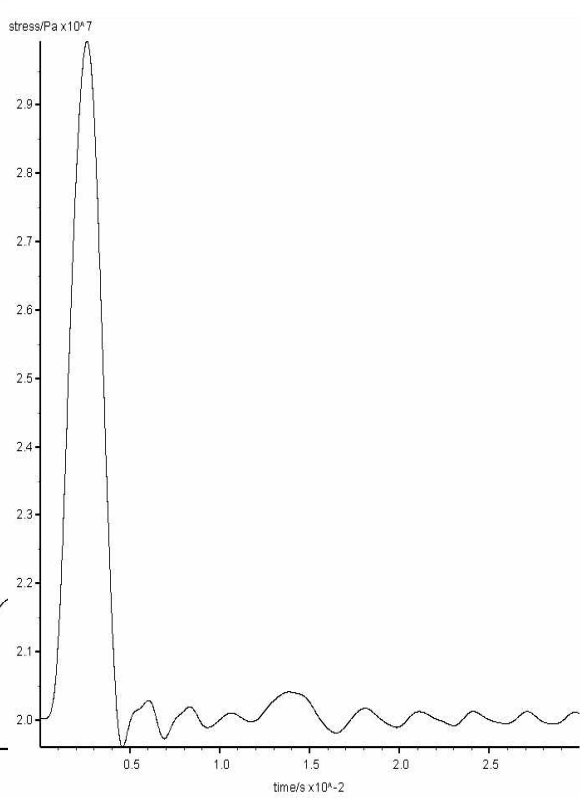


图 3-51 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

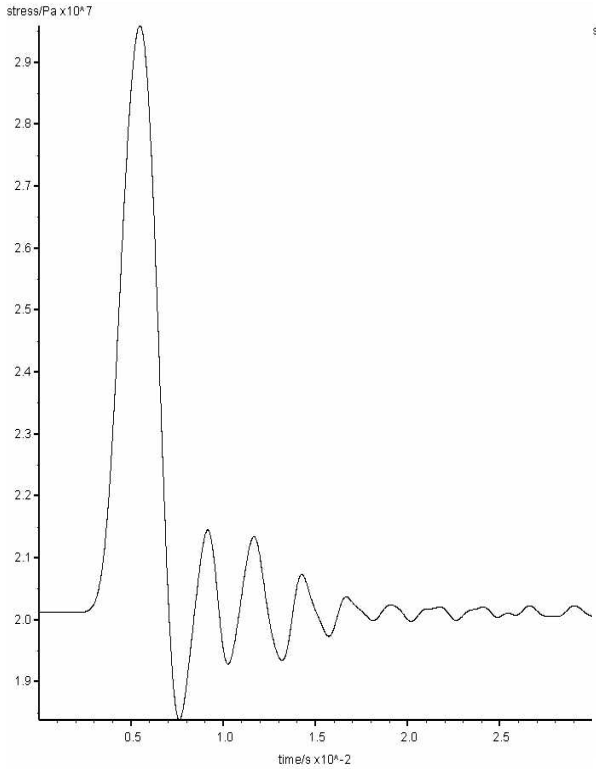


图 3-52 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

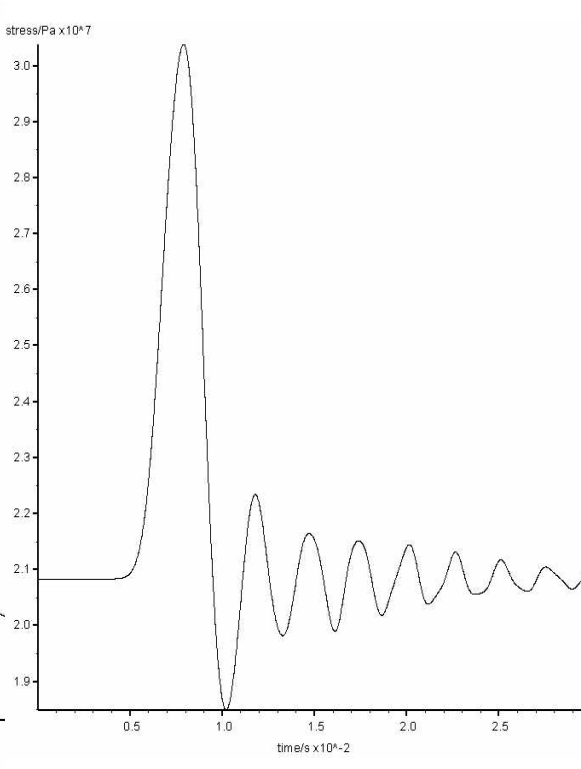


图 3-53 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

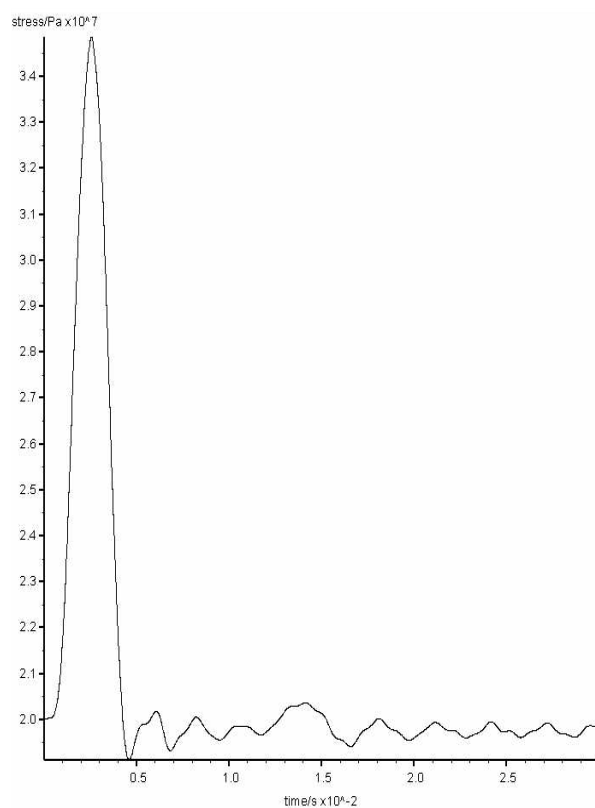


图 3-54 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

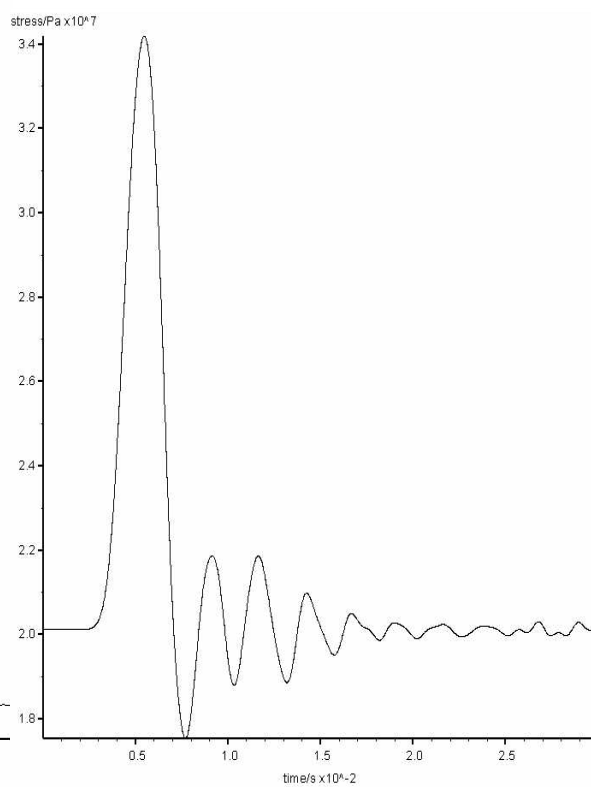


图 3-55 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

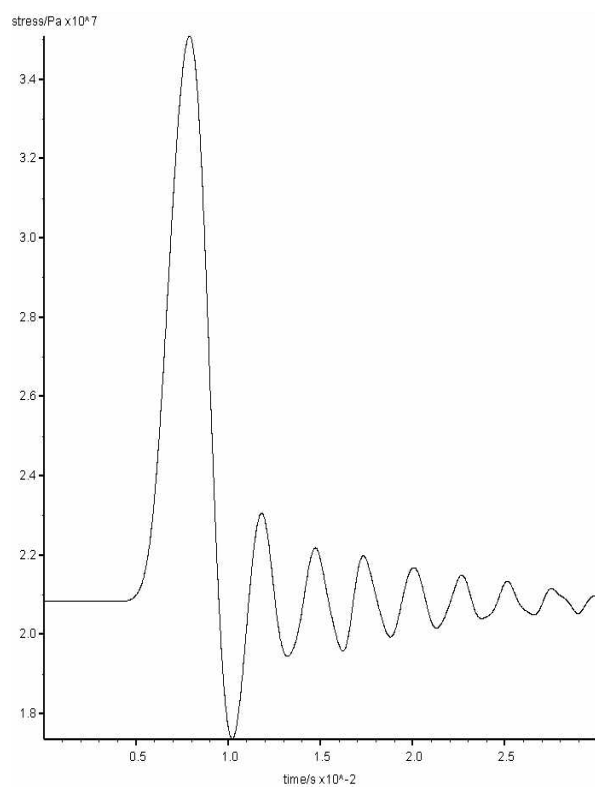


图 3-56 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

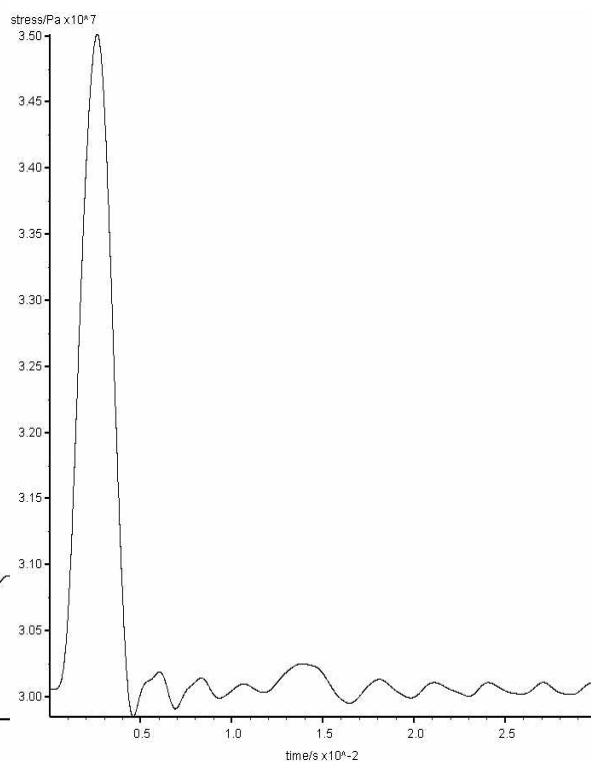


图 3-57 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

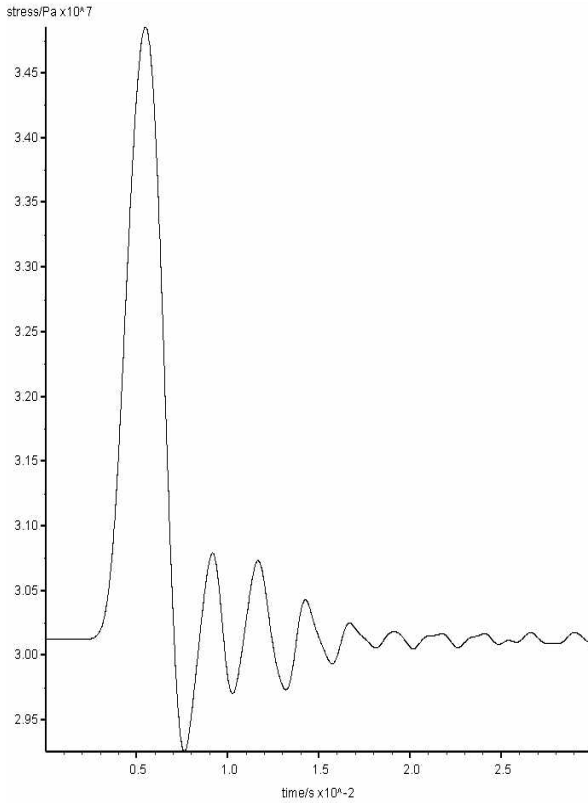


图 3-58 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

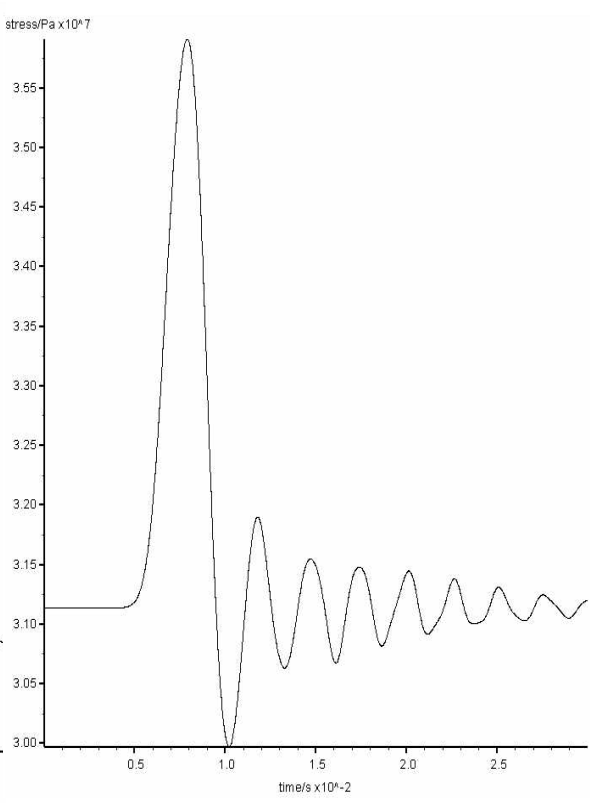


图 3-59 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

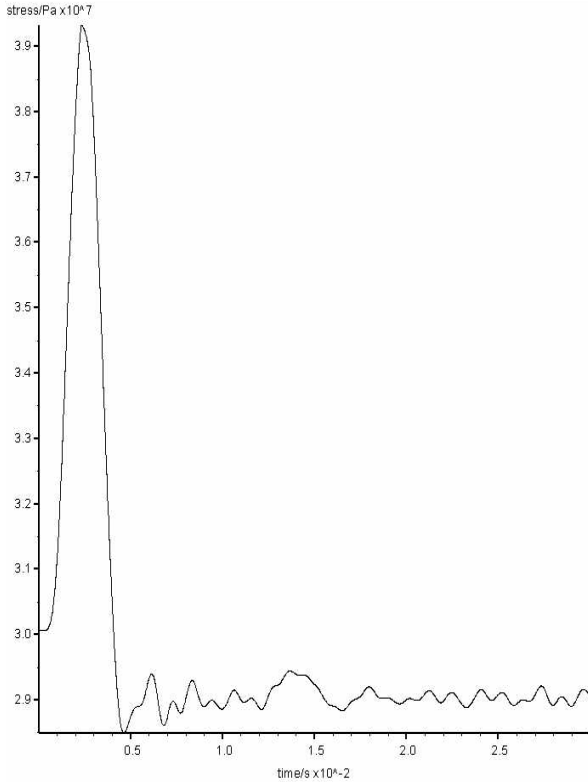


图 3-60 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

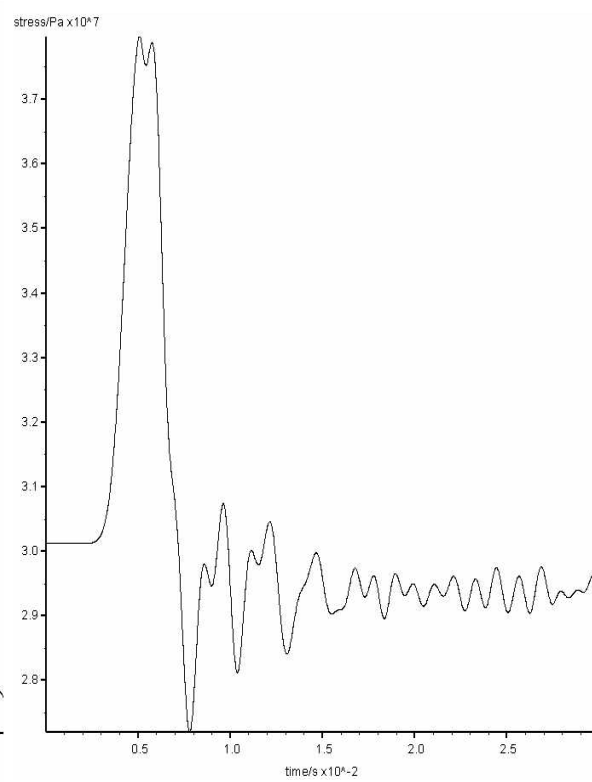


图 3-61 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

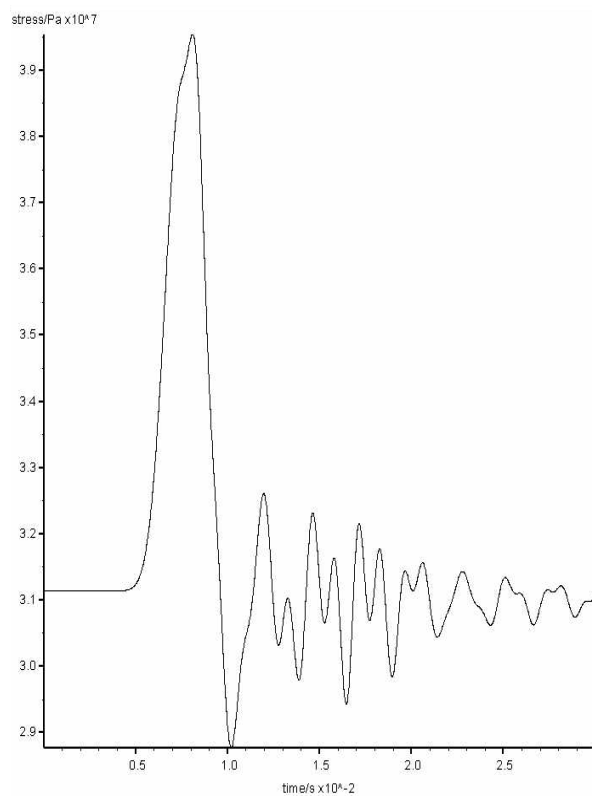


图 3-62 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

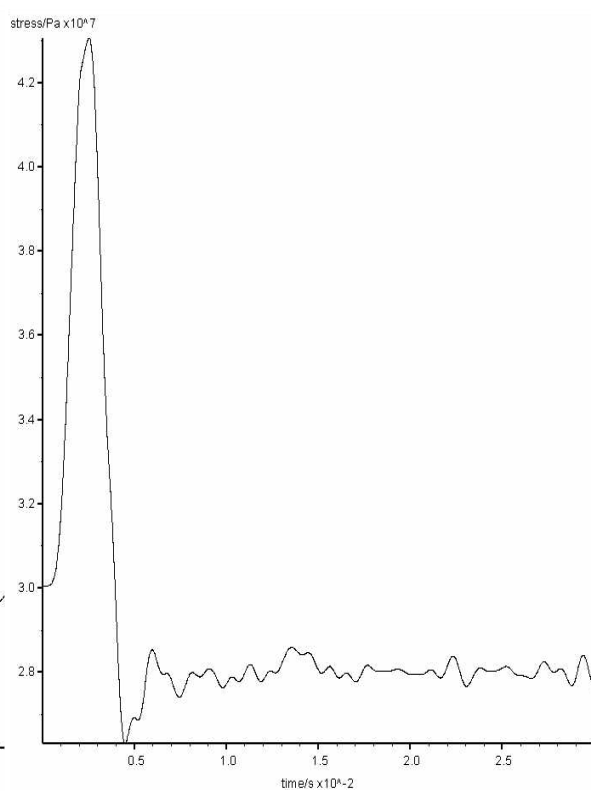


图 3-63 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

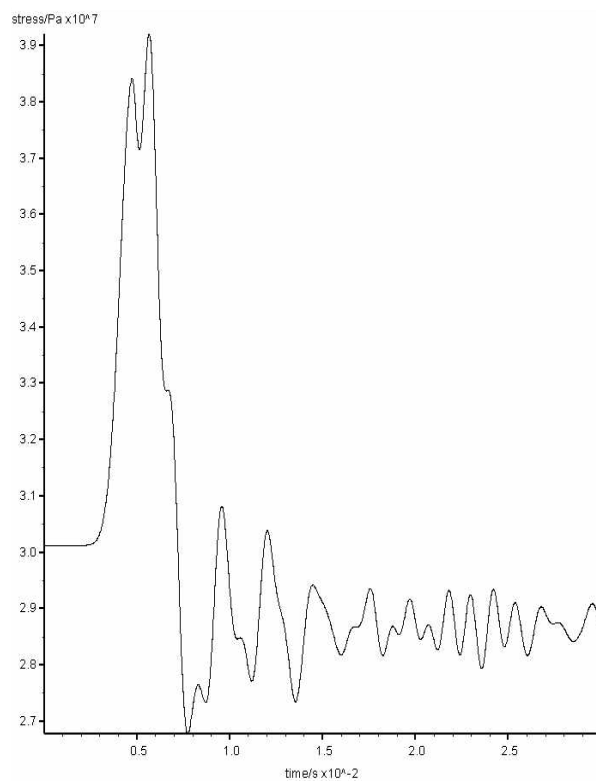


图 3-64 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

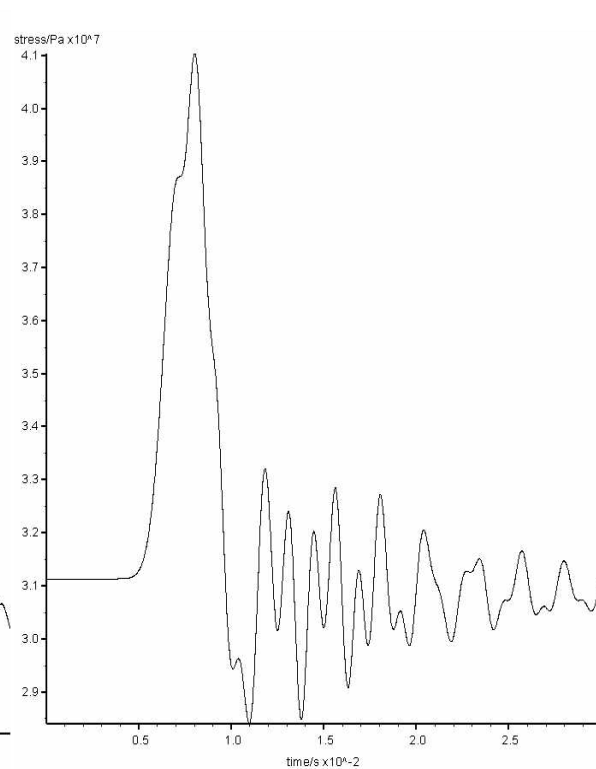


图 3-65 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

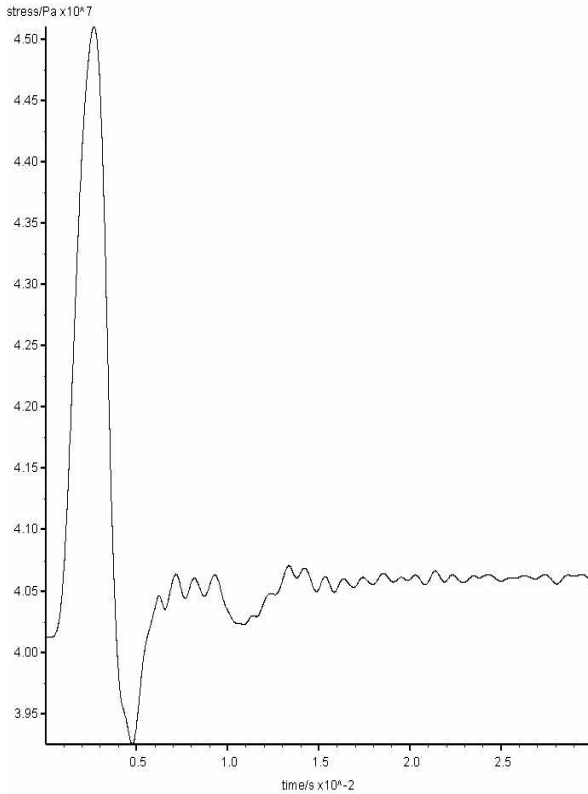


图 3-66 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

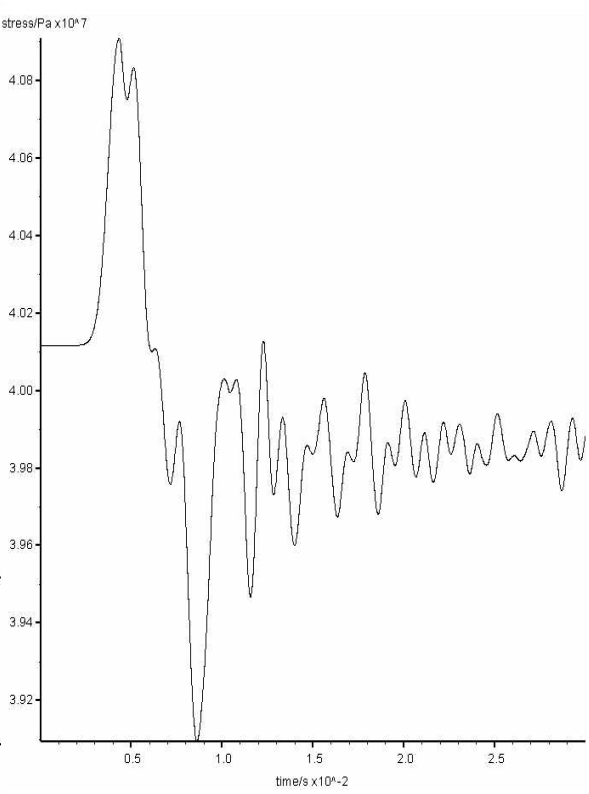


图 3-67 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

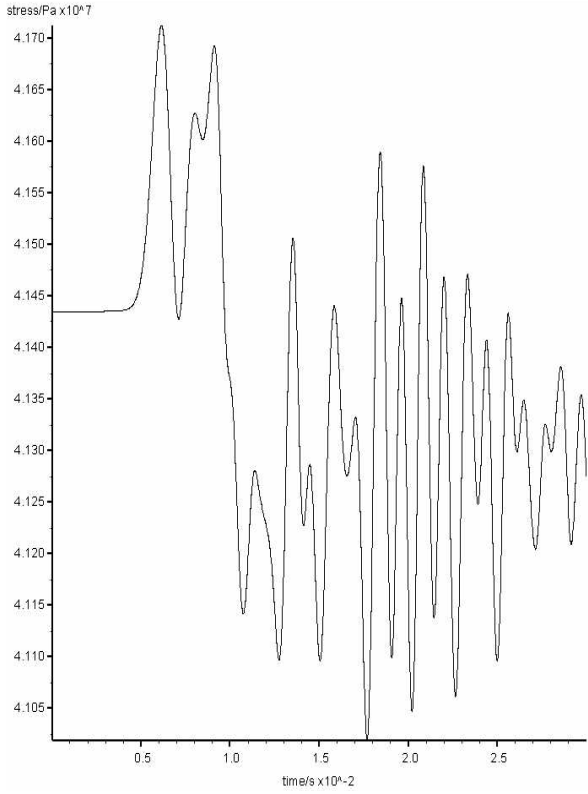


图 3-68 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

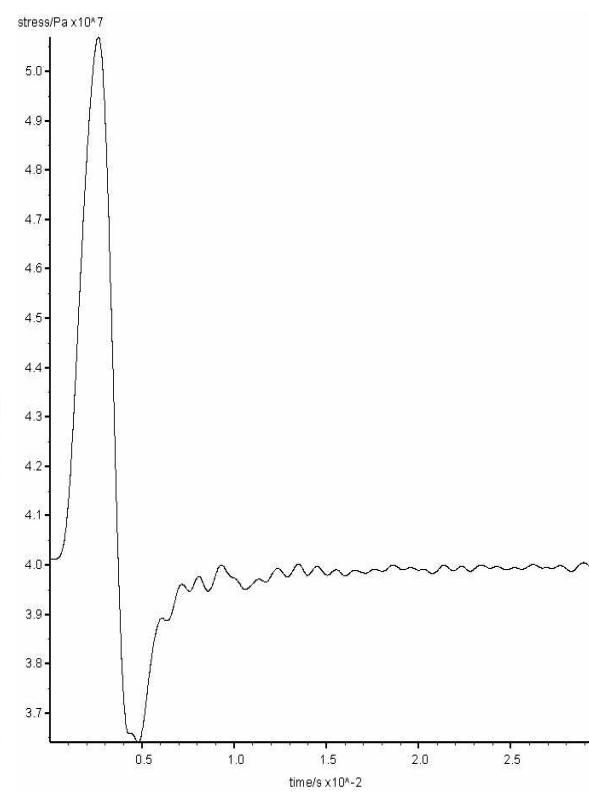


图 3-69 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

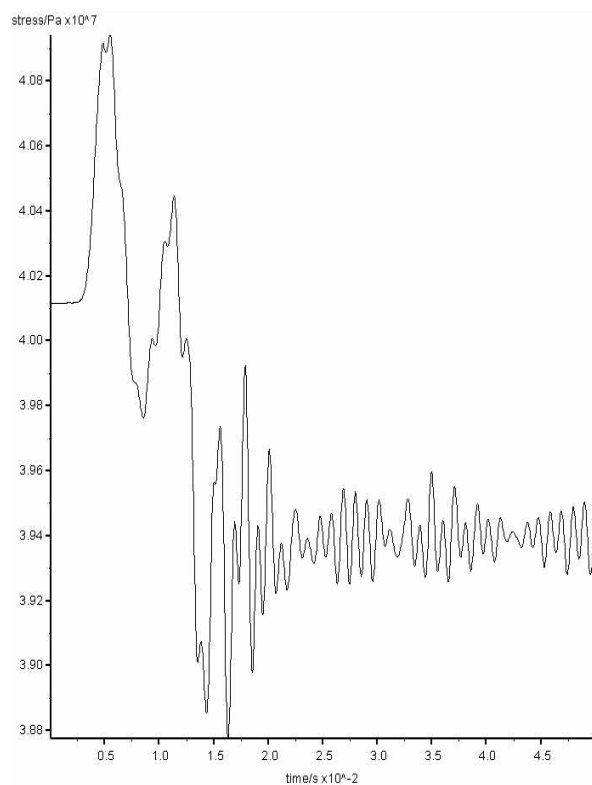


图 3-70 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

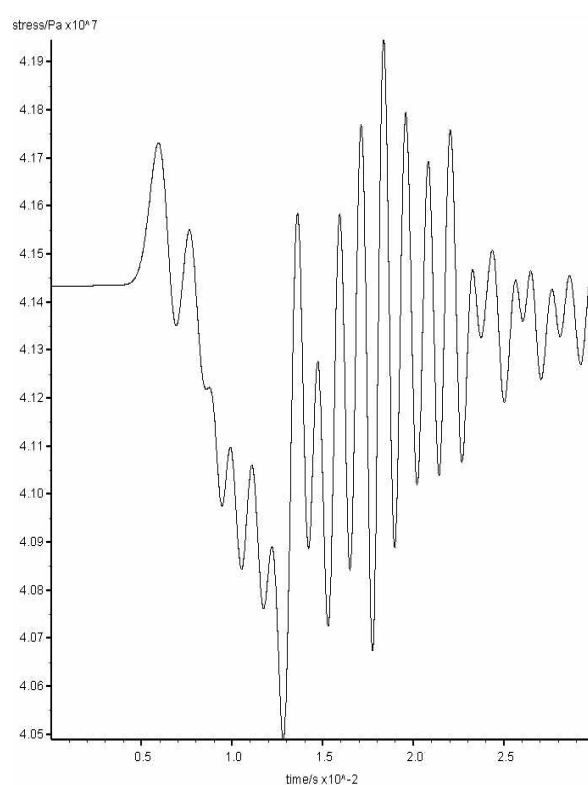


图 3-71 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$, Zone 7
最大主应力时程曲线

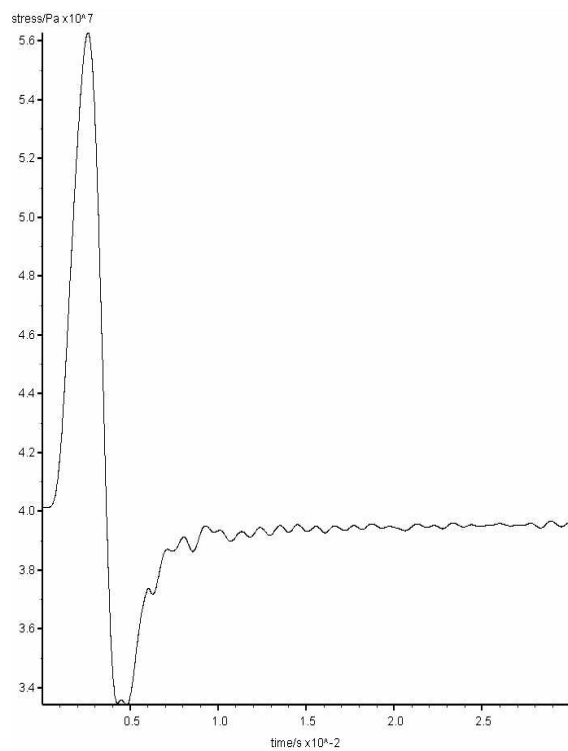


图 3-72 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 59
最大主应力时程曲线

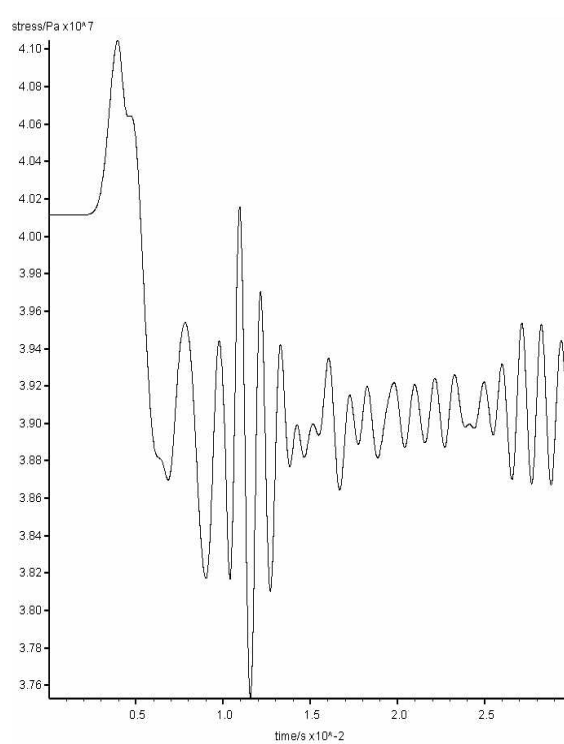


图 3-73 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$, Zone 31
最大主应力时程曲线

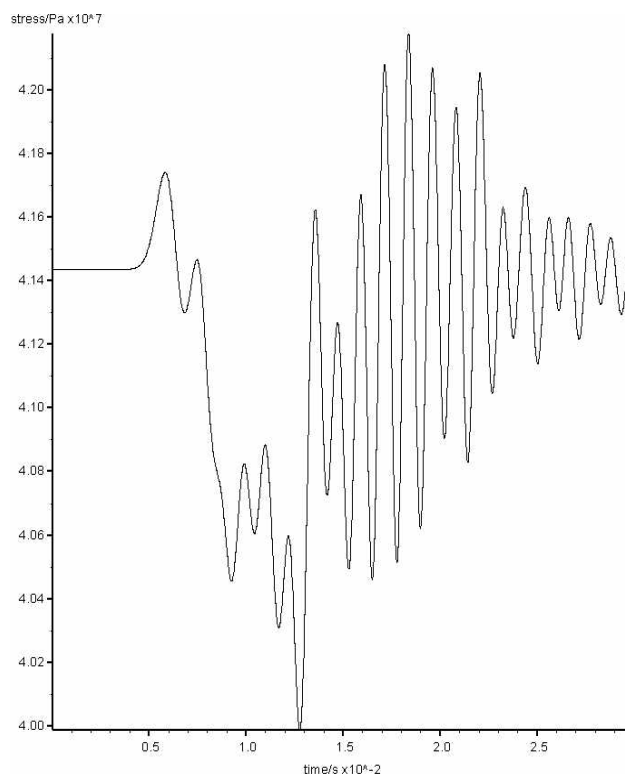


图 3-74 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$ ，Zone 7
最大主应力时程曲线

负载 $p=20\text{MPa}$ 时，应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ，模型上中下部单元最大主应力最大值分别为 25MPa 、 25.2MPa 、 25.5MPa ，单元最大主应力的时程曲线见图 3-48~3-50；应力波峰值 $p_{\max}=20\text{MPa}$ ，模型上中下部单元最大主应力最大值分别为 30MPa 、 30.2MPa 、 30.5MPa ，见图 3-51~3-53；应力波峰值 $p_{\max}=30\text{MPa}$ ，模型上中下部单元最大主应力最大值分别为 35MPa 、 34.2MPa 、 35MPa ，中间单元的应力值要略小一点，说明在应力波作用过程中，矿柱模型中部发生了塑性变形，其承载能力下降，单元最大主应力的时程曲线见图 3-54~3-56。对比三种不同应力波峰值情况，随着应力波峰值的增大，矿柱模型单元的最大主应力的最大值也增大。对比模型上中下部单元的应力情况，可以发现，在应力波作用后，模型上部单元的应力变化较为稳定，模型中部和下部单元的应力变化有少许波动。

负载 $p=30\text{MPa}$ ，应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ，模型上中下部单元最大主应力最大值分别为 35MPa 、 35.2MPa 、 35.8MPa ，见图 3-57~3-59；应力波峰值 $p_{\max}=20\text{MPa}$ ，由图 3-60~3-62 可以看出，模型上中下部单元最大主应力最大值分别为 39.2MPa 、 37.9MPa 、 39.4MPa ；应力波峰值 $p_{\max}=30\text{MPa}$ ，由图 3-63~3-65 可以看出，模型上中下部单元最大主应力最大值分别为 43MPa 、 39.1MPa 、 41MPa 。当应力波峰值 $p_{\max}=20\text{MPa}$ 和 $p_{\max}=30\text{MPa}$ ，模型中部单元最大应力值明显低于上部 and 下部单

元,说明中部单元发生了较大的塑性变形,承载能力下降较大;应力波作用后,模型上部单元的应力变化较稳定,而中部和下部单元的应力变化波动明显;三个部分的单元应力值比初始值有所降低,说明矿柱模型发生了塑性变形,甚至破坏,其承载能力降低。

负载 $p=40\text{MPa}$,由图 3-45 可知,在静载下矿柱模型部分单元已经发生了塑性变形。应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$,由图 3-66~3-68 可以看出,模型上中下部单元最大主应力最大值分别为 45MPa 、 40.4MPa 、 41.7MPa ,且应力波作用后,单元的应力值比初始值要低一些,应力波作用后一段时间内单元的应力变化才慢慢趋于稳定。说明矿柱模型发生了破坏,其承载能力降低。对比模型上中下部单元应力情况可知,模型上部单元的应力变化要稳定一些,而中部和下部单元最大主应力的时程曲线在应力波作用过程中及其后波动程度较大。由图 3-69~3-74 可知,应力波峰值 $p_{\max}=20\text{MPa}$ 和 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 时,矿柱模型上中下部单元的最大主应力时程曲线的变化规律与应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 时相似,但随着应力波峰值的增大,最大主应力时程曲线的波动程度越来越大,说明随着应力波峰值的增大,模型单元应力越来越不稳定,矿柱模型破坏的程度也越来越大。

2) 塑性变形分析

当负载 $p=20\text{MPa}$ 时,应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 和 $p_{\max}=20\text{MPa}$,应力波作用过程中及作用之后,计算结果未发现矿柱模型出现塑性区;当 $p_{\max}=30\text{MPa}$,出现了塑性区,如图 3-75 所示,图中左边为矿柱模型的整体视图,右边是从模型中间剖开后的视图。

图 3-76~3-78 显示了负载 $p=30\text{MPa}$ 的矿柱模型在应力波作用之后的塑性区分布情况。由图可以看出,随着应力波峰值的增大,矿柱模型所出现的塑性区也越来越大,塑性变形越来越明显。

图 3-79 显示了负载 $p=40\text{MPa}$ 的矿柱模型在应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 时应力波作用之后的塑性区分布情况,由图可以看出,矿柱模型几乎所有单元都发生了塑性变形。当应力波峰值 $p_{\max}=20\text{MPa}$ 和 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 时,应力波作用后,矿柱模型所有单元都发生了塑性变形。在负载 $p=40\text{MPa}$ 下,取应力波峰值 $p_{\max}=5\text{MPa}$,再进行计算,结果发现矿柱模型几乎所有单元也都发生了塑性变形,如图 3-80 所示,说明在此负载下,较小的应力波峰值对矿柱模型的影响也很大。

图 3-81~3-86 显示了负载 $p=40\text{MPa}$,应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 时矿柱模型(中间剖开)应力波作用过程中的不同时刻的塑性变形情况。由图可以看出,随着应力波从矿柱模型自上而下传播,矿柱模型塑性区越来越大。

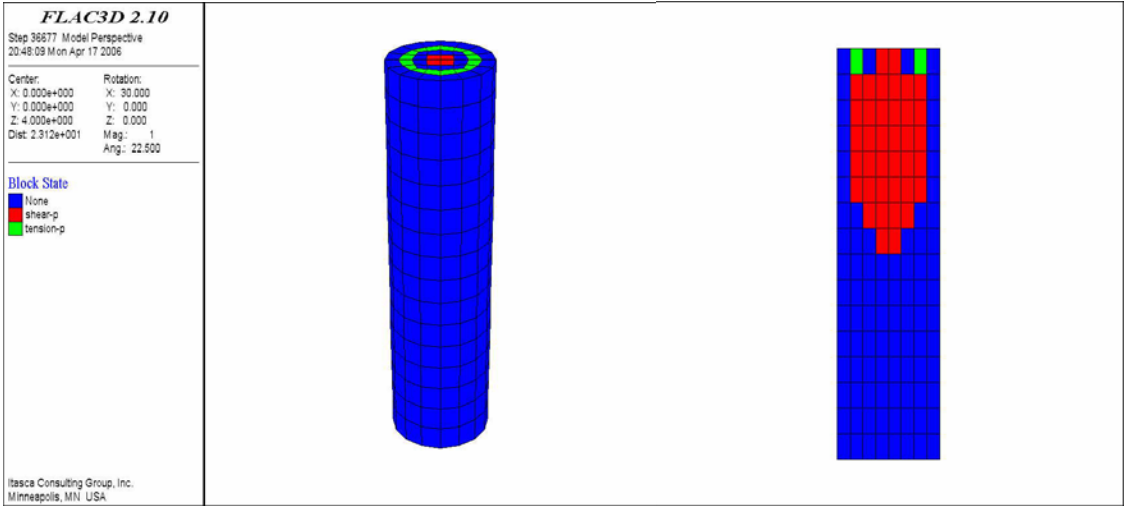


图 3-75 $p=20\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 时应力波作用后矿柱模型的塑性区分布

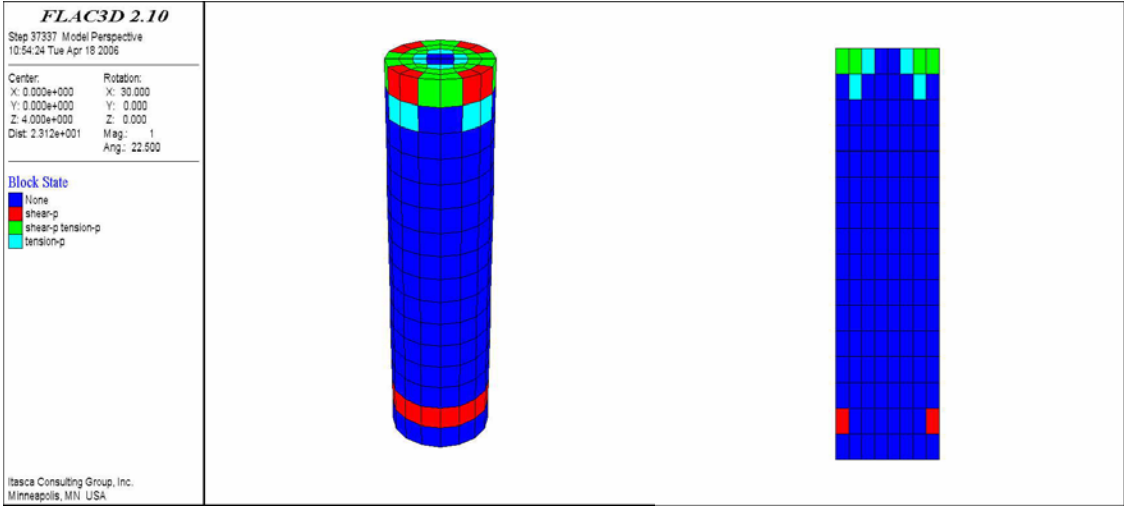


图 3-76 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 时应力波作用后矿柱模型的塑性区分布

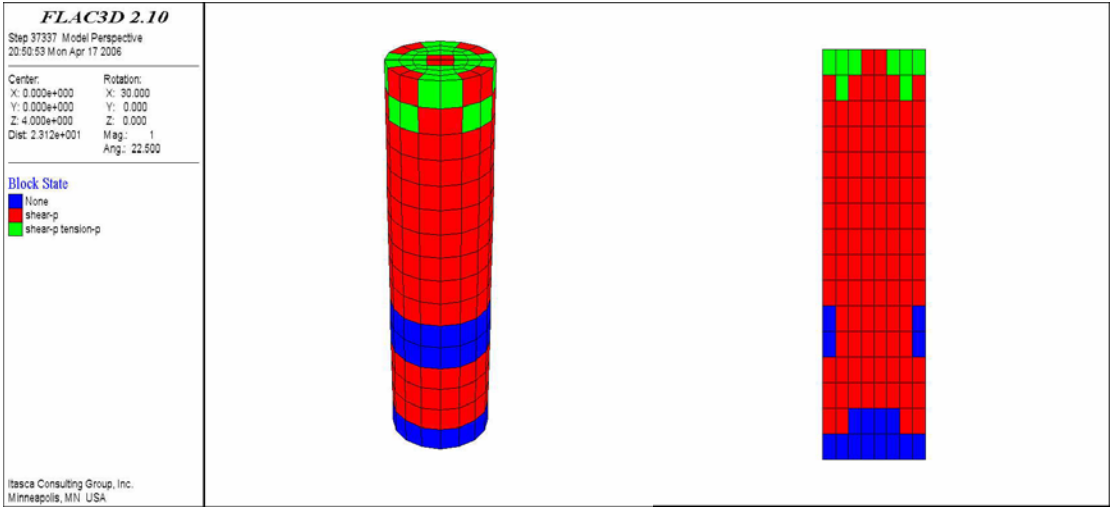


图 3-77 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=20\text{MPa}$ 时应力波作用后矿柱模型的塑性区分布

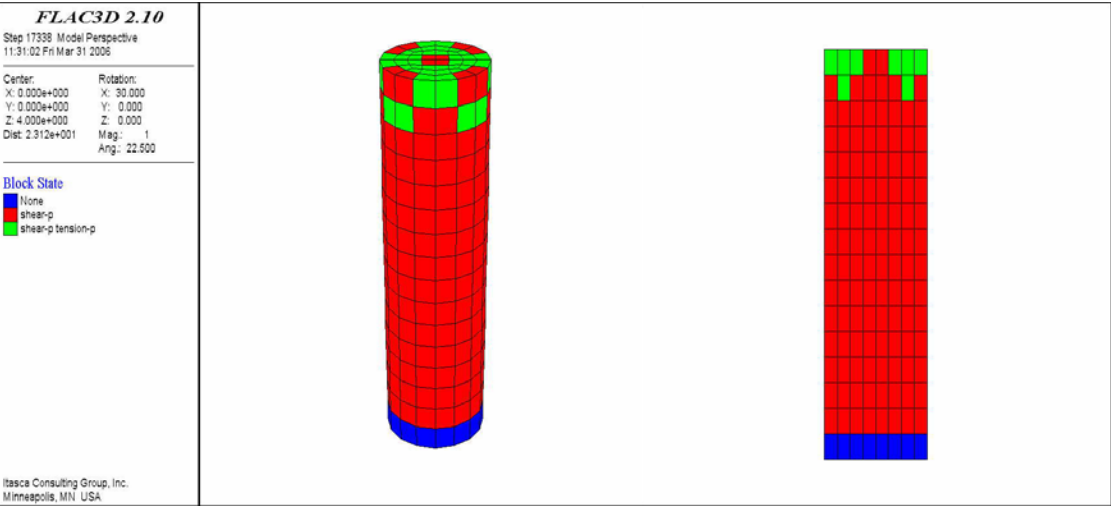


图 3-78 $p=30\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=30\text{MPa}$ 时应力波作用后矿柱模型的塑性区分布

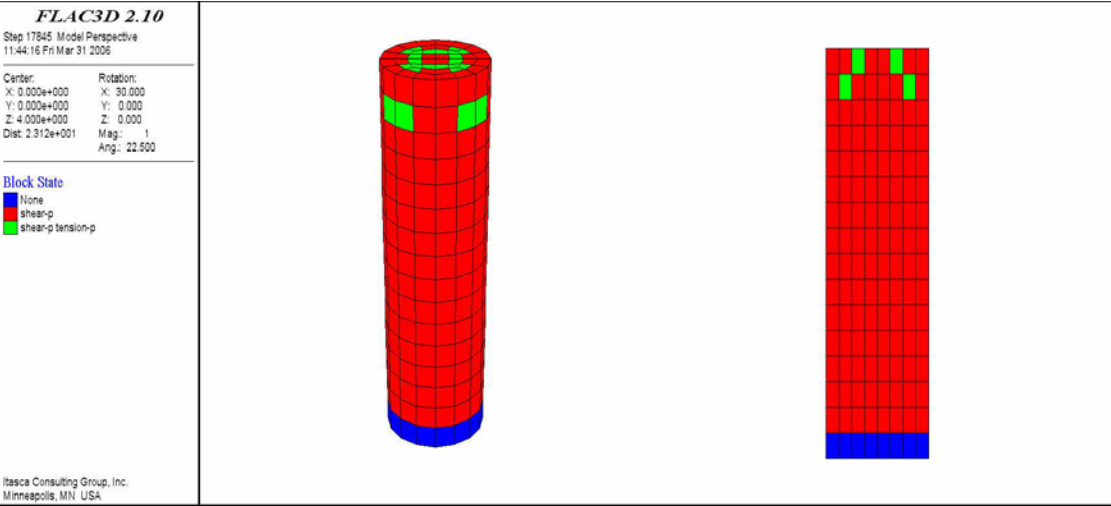


图 3-79 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 时应力波作用后矿柱模型的塑性区分布

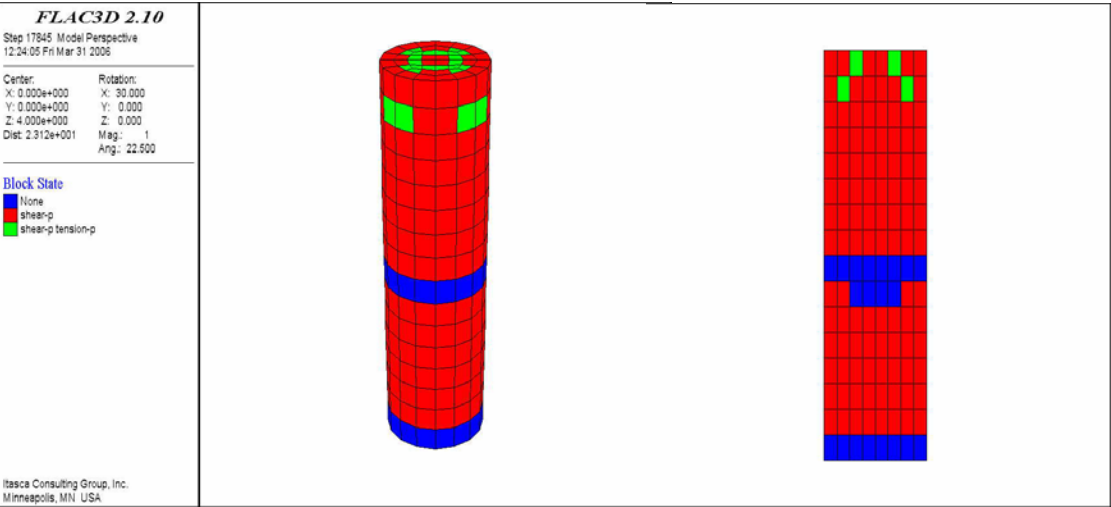


图 3-80 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=5\text{MPa}$ 时应力波作用后矿柱模型的塑性区分布

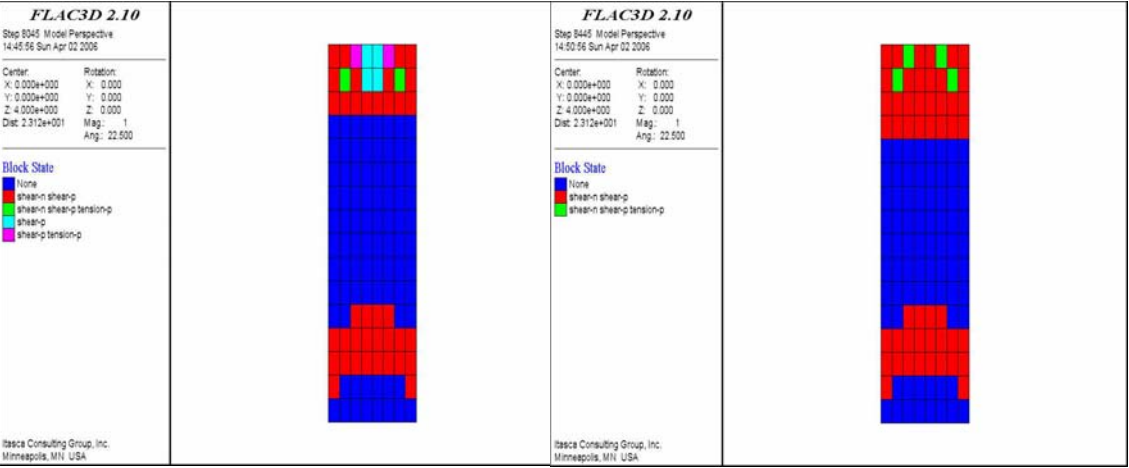


图 3-81 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ， $t=0.001\text{s}$ 时
矿柱模型的塑性区分布

图 3-82 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ， $t=0.002\text{s}$ 时
矿柱模型的塑性区分布

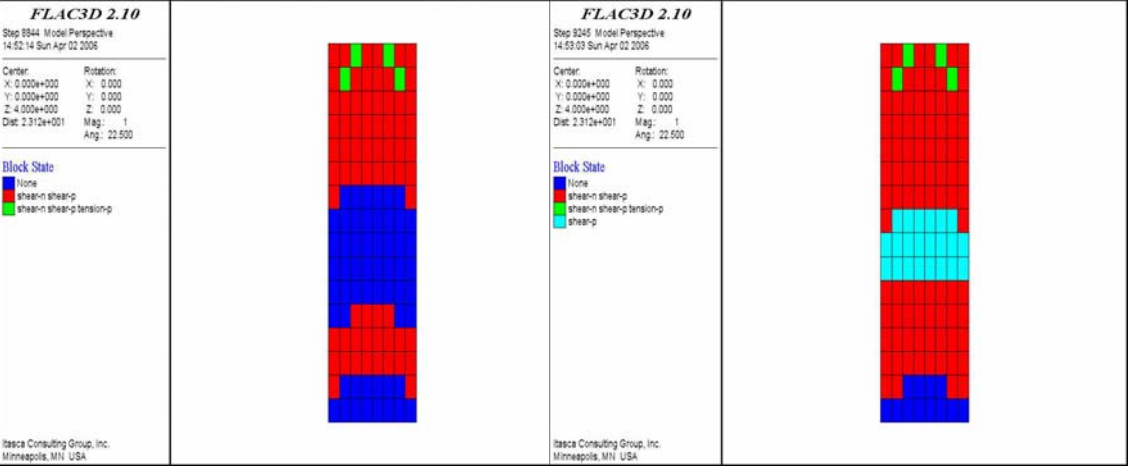


图 3-83 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ， $t=0.003\text{s}$ 时
矿柱模型的塑性区分布

图 3-84 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ， $t=0.004\text{s}$ 时
矿柱模型的塑性区分布

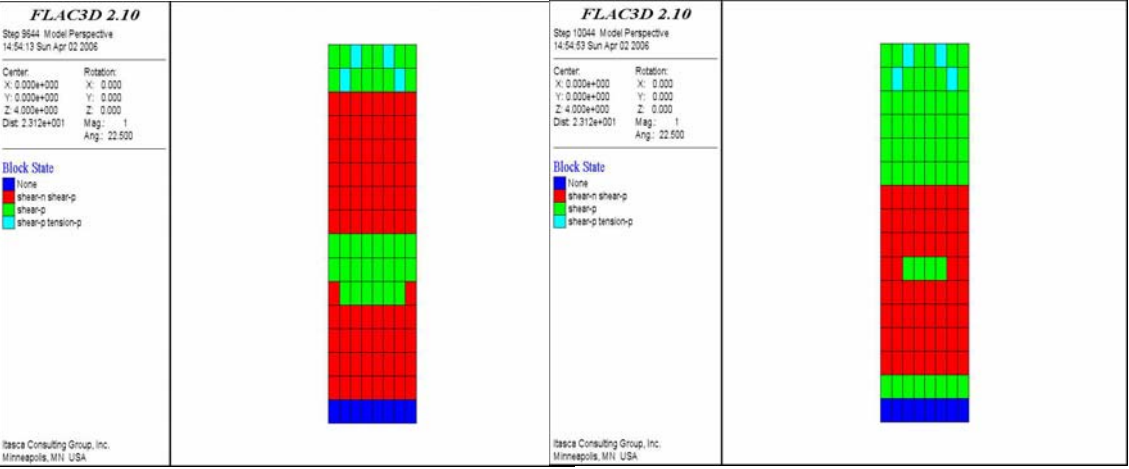


图 3-85 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ， $t=0.005\text{s}$ 时
矿柱模型的塑性区分布

图 3-86 $p=40\text{MPa}$ 、 $p_{\max}=10\text{MPa}$ ， $t=0.006\text{s}$ 时
矿柱模型的塑性区分布

3) 综合分析

由计算结果及以上分析可知:

① 负载 $p=20\text{MPa}$ 时, 矿柱模型在选取的不同峰值的应力波脉冲作用下, 单元的应力变化总体较为稳定, 且应力波作用前后, 单元应力值基本保持不变。在较小的应力波峰值下, 应力波作用过程中及之后未发现塑性区, 较大的应力波峰值下, 计算结果才出现了塑性区。说明负载 20MPa 的该矿柱在选取的动力扰动下基本保持稳定, 较大的峰值的应力波脉冲才对矿柱稳定性产生影响。

② 负载 $p=30\text{MPa}$ 时, 在应力波作用之后, 矿柱模型单元应力变化有少许波动(不稳定), 且随着应力波峰值的增大, 单元应力波动现象越来越明显。随着应力波峰值的增大, 模型单元的塑性区范围增大。说明负载 30MPa 的该矿柱在选取的动力扰动下不再保持稳定, 且随着动力扰动的增强, 矿柱所表现出的不稳定性越来越明显, 甚至失稳破坏。

③ 负载 $p=40\text{MPa}$ 时, 在静压下, 矿柱模型部分单元出现了塑性变形, 说明矿柱局部可能发生了破坏。在应力波作用过程中及之后, 矿柱模型单元应力变化的波动十分明显(很不稳定), 随着应力波峰值的增大, 单元应力波动幅度有所增大。在应力波峰值 $p_{\max}=10\text{MPa}$ 时, 矿柱模型几乎所有单元都出现塑性变形, 应力波峰值增大, 情况相同。选取较小的应力波峰值 $p_{\max}=5\text{MPa}$ 时, 计算结果发现, 几乎所有矿柱模型单元出现了塑性变形。说明负载 40MPa 的该矿柱在选取的动力扰动下失稳破坏; 而较小的动力扰动对矿柱的影响也十分明显, 表明此种负载状况下的矿柱在较小的扰动下就可能发生失稳破坏。

④ 对比三种负载情况, 可以发现, 随着矿柱模型负载的增大, 动力扰动对矿柱模型的影响也越来越明显, 在动力扰动下, 模型表现的也越来越不稳定。说明随着矿柱所受应力的增大, 其对动力扰动的响应越来越明显, 矿柱在动力扰动下也越容易失稳破坏。

选取不同高径比的矿柱, 进行同样的动力分析, 可以得出类似的结果。

3.4 高应力岩体动力特性的综合分析

综合对高应力下硐室和矿柱的数值模拟及以上的分析可以得出, 承受高应力的岩体, 随着所受应力的增大, 外界的动力扰动对其影响就越明显, 在动力扰动下, 岩体也越容易失稳破坏; 承受一定高应力的岩体, 随着外界扰动动载强度的增加, 岩体也越容易失稳破坏; 承受极高应力的岩体(岩体接近破坏), 较小强度的外界扰动就会使其破坏。

第四章 岩爆发生机理的理论分析

4.1 引言

岩爆机理是指岩爆发生的物理力学过程,是属于对客观事物(岩爆)发生过程的揭示和认识。岩爆机理的研究旨在揭示岩爆发生的内在规律、原因和条件。揭示和认识岩爆机理是从事岩爆的监测预报、岩爆条件下的支护和岩爆防治措施的基础和前提,是岩爆研究的理论基础。虽然在岩爆的监测预报和防治措施中,始终贯穿着对其发生理论的研究,但由于岩爆问题的复杂性,但到目前为至,人们还没有对岩爆发生机制形成完整的统一的认识。所以对岩爆机制的进一步研究是十分必要的。

4.2 高应力岩体动力失稳对岩爆机理研究的启示

本文在第三章中对高应力岩体的动力响应问题进行了较为详细的模拟分析。对冬瓜山铜矿破碎硐室动力响应的数值模拟分析可知,在动载作用后,硐室周边围岩的应力值比初始值都有所降低,硐室拱顶围岩应力降低幅度最大,且随着动载幅值的增大,应力值降低的幅度也增大。此可以说明硐室围岩应力得到部分释放,且随着动载幅值的增大,释放的应力也有所增加。考察硐室周边围岩的塑性变形情况,可以发现,随着动载幅值的增大,硐室围岩的塑性区增大,硐室周边围岩也越容易失稳破坏。

对某矿区承受高应力矿柱的动力分析可知,受一定压力的矿柱,随着扰动应力波峰值的增大,矿柱中应力变化逐渐变得不太稳定,出现的塑性区也逐渐增大。随着矿柱所受压力的增大,外界的动力扰动对矿柱的影响也越来越明显,随着扰动动载的加强,矿柱表现的也越来越不稳定,也越容易失稳破坏。分析同时表明,受极大压力下的矿柱,在较小的扰动动载下很容易就失稳破坏。生产实践也同样表明,爆破作业对邻近矿柱的稳定性有很大的影响,可以导致矿柱的失稳及矿柱岩爆的发生。

许多学者专家曾指出^[58-62],岩爆是在高地应力条件下,岩体在短时间内产生的储备弹性应变能突然、快速释放而发生的。

高应力岩体中存储了一定的弹性应变能,对高应力岩体动力响应的分析可知,在动力扰动下,岩体中部分应力得到释放,部分弹性应变能也得到释放。如果作用于高应力岩体外界扰动动载足够大,那么岩体中储备的弹性应变能很可能

会突然、快速释放，岩爆就会发生；如果在外界扰动作用之前，岩体所受应力足够大，那么极小的外界扰动动载也可以使岩体发生失稳破坏，岩爆也会发生。

由以上分析，我们可以说，动力扰动可以引发岩爆。动力扰动引发的岩爆问题已经超出了岩石静力学理论研究的范围，应该应用岩石动力学的理论进行研究。而现有的被很多学者广泛接受的岩爆的发生机制是以岩石静力学理论为基础的，它不能对动力扰动引发的岩爆作出合理的解释。岩石静力学理论在岩爆机理研究中的存在着哪些局限？岩爆发生的动力学机制又是如何？这些问题都值得作更进一步的研究。

4.3 静力学理论在岩爆机理研究中的局限分析

岩爆常常发生于坚硬的脆性岩石中，巷（隧）道横断面上的应力分量之和（ $\sigma_1 + \sigma_3$ ）的量级一般较高^[63-66]。文^[67, 68]指出，应力接近岩体强度的高储能体的存在，是岩爆产生的内因，某些附加荷载的触发是其产生的外因，文^[69, 70]的观点与此基本一致，这应该是到目前为至对岩爆机理给出的最为清晰的概括。被众多学者广泛采用的岩爆预测判据围岩切应力（ σ_θ ）与单轴抗压强度（ σ_c ）之比（ σ_θ / σ_c ）也是基于这一理论^[71-73]。除围岩条件外，上述思想强调的主要是“荷载接近强度”，可以称之为岩爆发生机制的静荷载理论。

尽管不同学者从不同角度、利用不同手段及不同的理论体系对岩爆机理进行了广泛的研究，但应该说，这些研究基本上都是以经典的岩石静力学理论为基础的，所关注的主要是围岩初始应力状态及开挖后应力场调整的最终结果，并将岩爆视为围岩对这一调整结果的响应（微裂纹扩展、初始损伤加剧及新损伤的出现、应变能的积累与最终释放）。

岩爆机理本质上是对岩爆现象所给出的理论解，对岩爆机理的研究必须以岩爆实录资料为基础，只有这样，研究成果才能有效应用于指导岩爆预测与控制；既有的岩爆实录资料表，岩石静力学理论在岩爆机理研究中的作用是重要的，但局限性也是明显的，现有的岩爆机理理论还不能对若干重要的岩爆问题做出合理解释。

4.3.1 $\sigma_\theta / \sigma_c < 0.5$ 的岩爆

大量岩爆实录资料表明，大多数岩爆都是在 σ_θ / σ_c 小于 1，甚至远小于 1 的情况下发生的^[63, 64, 70, 72-74]。

基于 σ_θ / σ_c 的经验岩爆判别准则中，Russeeenes 岩爆判别准则^[36]被广泛地应用。即认为 $\sigma_\theta / \sigma_c < 0.20$ 无岩爆； $0.20 \leq \sigma_\theta / \sigma_c < 0.30$ 弱岩爆； $0.30 \leq \sigma_\theta / \sigma_c < 0.55$

中岩爆： $\sigma_\theta/\sigma_c \geq 0.55$ 强岩爆。

文[75]曾利用秦岭特长隧道和太平驿引水隧洞的实测地应力资料进行围岩切应力计算，结果表明， σ_θ/σ_c 仅为 0.2~0.3，但两个隧道却都有严重岩爆发生。

表 4-1 给出了发生岩爆工程的 σ_θ/σ_c 值，由于这些数据基本都是来自工程实践，除了方案本身的普适性外，数据本身应该是可靠的。表 4-1 说明，大多数岩爆都是在 σ_θ 低于甚至远低于 σ_c 的情况下发生的；尽管隧道开挖诱发的应力重分布可以使开挖轮廓面附近的 σ_θ 有所增大，但根据摩尔-库仑准则，增大的幅度还不足以将围岩压爆。上述分析表明，作为围岩失稳的方式之一，岩爆应该存在静力压破坏之外的其他形成机制。

表 4-1 国内外发生岩爆的工程

工程名称	σ_θ/σ_c	发生岩爆情况	资料来源
瀑布沟水电站地下洞室	0.360	发生岩爆	[37]
日本关越隧道	0.377	中等岩爆	[37]
挪威 Heggura 公路隧道	0.357	中等岩爆	[37]
挪威 Sewage 隧道	0.420	中等岩爆	[37]
瑞典 Vietas 水电站引水隧洞	0.440	轻微岩爆	[37]
前苏联 Rasvumchorr 矿井巷	0.317	中等岩爆	[37]
前苏联基洛夫矿	0.300	轻微岩爆	[76]
挪威 Sima 水电站地下厂房	0.270	中等岩爆	[77]

4.3.2 岩爆过程的能量释放

岩爆过程伴随着大量的能量释放，所以，能量释放问题是岩爆机理研究中的一个重要内容。动力失稳型岩爆所释放的能量往往是很大的，许多岩爆事件都可以监测到，有些所引起地震可以达到里氏 4 级，甚至造成地表建筑物的毁坏，仅释放的地震能就可以达到 107KJ 的水平[75]。以往的研究把岩爆过程的能量释放归结为地应力及开挖后的应力重分布所引起的围岩中弹性应变能的释放。

Walhlstrom^[78]曾提出，即使将开挖引起的应力重分布考虑在内，地静应力也不足以使围岩积蓄如此高量级的应变能，可能是隧道附近的岩脉、断层及破碎带引起了局部的应力集中，使得围岩变形加剧。文[75]曾对发生过强烈岩爆的我国西康线秦岭特长隧道及瑞典某引水隧洞实测地应力资料进行的二维弹性应变能计算，结果表明，两个隧道每 100m³ 花岗岩所积蓄的弹性应变能只有 3600KJ 和 7500KJ，与岩爆过程实际释放的能量差异甚大。事实上，任何岩石材料都因内部存在各类初始缺陷与损伤，当其承受静荷载作用时，外载所作的功的一部分会随着初始缺陷与损伤的扩展而以表面能、热能及声能等形式耗散，而不可能等量积累为弹性应变能，这已被大量岩石声发射试验所证实。因此，当围岩因静荷载

作用而变形时，它所积蓄的应变能要小于、甚至远小于外载所作的功(理论计算值)。

上述问题说明，地静应力及以此为基础的应力重分布使围岩积蓄的弹性应变能还达不到岩爆释放能量的水平；岩爆应该存在静荷载→应变能之外的其它能量积累与耗散机制。

4.3.3 岩爆时空分布

绝大多数岩爆都发生在掌子面附近一定范围，高峰区段随着掌子面的前进而被向前拖动，但和掌子面的间距一般保持不变；当前炮次和高峰区段以外也有岩爆发生，但是发生几率相对较小。文[74]指出，地下工程岩爆主要发生在距掌子面 0.5~1.0 倍洞径范围，瑞典某引水隧洞岩爆主要发生在距掌子面 2 倍洞径的范围内，并随掌子面推进，在 3~4 天内衰减^[66]。文[79]介绍，天生桥引水隧洞岩爆主要发生在距离掌子面 5~10 m 的地方。太平驿电站岩爆主要发生在距离掌子面 2~30 m 的区段^[64]。二滩水电站左导流洞岩爆一般发生在距离掌子面 2.0~10.0 m 的范围内，爆破以后最为强烈，随着时间的推移而逐渐减弱^[80]。

隧道钻爆法施工一般都是按钻眼爆破、通风排烟、出渣运输、初期支护、钻眼爆破的过程循环进行的^[81]。爆破后，当前炮次范围内的围岩有充足的时间进行应力重分布。根据静荷载理论，岩爆应该主要出现在当前炮次，而不是既有炮次。

另外，围岩以岩爆方式破坏时，有一个突出特征，即一旦一个部位已经发生过一次岩爆，尤其是比较强烈的岩爆，那么该部位就很可能发生第二次、第三次，甚至更多次岩爆；按发生先后，强度越来越低，岩爆面积越来越小，最后形成所谓断面呈“V”字形或“锅底”形的岩爆坑。这种现象被解释为岩爆追踪，岩石静力学理论还不能合理解释这种现象。

4.3.4 钻爆法施工的岩爆

文献[63]在总结国内外许多地下工程岩爆发生条件后曾指出，地质条件相同时，采用 TBM(硬岩隧道掘进机)施工的隧道可能不发生岩爆，而用钻爆法施工的隧道就可能发生岩爆。间距不超过 50m 的秦岭特长隧道 I，II 线分别用 TBM 和钻爆法掘进期间的岩爆实录与上述结论基本吻合。

在完整硬岩中采用钻爆法开挖时，围岩将承受不同炮层先后起爆形成的高量级冲击荷载的作用。采用微差爆破，一个炮次的爆炸荷载是分期施加到围岩上的，爆破后，一般不会立即出现宏观的围岩失稳现象，但各个炮层所产生的应力波对围岩的微观-细观破坏及这种破坏对岩爆灾害孕育的贡献却是不容忽视的。处于

平衡状态的弹性体受到外力作用时,如果外力是缓慢的、连续地增加到某一数值,则可以忽略弹性波的影响,将弹性体变形作为弹性静力学问题来处理;如果外力是突加的或是迅速变化的,它对弹性体的影响就须用弹性动力学理论来处理^[82, 83]。单轴、常规三轴及真三轴岩石静力学试验的加、卸载速率一般为 $0.01 \sim 0.2 \text{MPa/s}$, 应变速率一般为 $10^{-5} \sim 10^{-1} \text{/s}$, 要模拟围岩对钻爆法开挖的响应则是不确切的。

所以,钻爆法开挖对围岩的影响已超出弹性静力学的范畴,应采用岩石动力学方法。

4.4 岩爆动力学机理分析

岩石静力学理论在岩爆研究中是重要的,但它还不能阐明岩爆的全部机理;初始地应力及开挖引起的应力分异是岩爆发生的背景与基础,但不是全部,应该存在地静应力之外的其它诱发机制。

4.4.1 应力波对岩爆的影响分析

由岩爆空间分布及 TBM 掘进时的围岩稳定可知,爆破对岩爆的影响很大。深井巷道、硐室等在施工过程中或之后所受外界扰动很多,爆破是其中一种形式,另外还有机械振动、地震及相邻岩爆产生的应力波等。

应力波在穿过某些地质界面时,由于两侧介质特性的差异,将产生反射波。界面处的反射波应力(σ_r)、透射波应力(σ_t)与入射波应力(σ_1)之间的关系有^[84]:

$$\sigma_t = \frac{2\sigma_r}{n+1} \quad (4-1)$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1(1-n)}{n+1} \quad (4-2)$$

式中: $n = \sqrt{\rho_1 E_1 / \rho_2 E_2}$, ρ_1 , ρ_2 及 E_1 , E_2 分别为界面两侧岩体的密度和弹性模量。

当应力波从相对坚硬的岩体传入较软弱的岩层中,即 $E_1 > E_2$, 由于 $n > 1$, 产生的反射波为拉伸波,则在界面处产生一拉应力,并且,两侧介质的弹模相差越大,拉应力值就越高,这种性质的拉应力对岩体的稳定性极为不利。岩体中的裂隙面,尤其是具有一定张开度的或被充填的裂隙,其本身就是介质特性突变部位,也特产生反射波应力,促进其被拉裂。

在隧道工程的开挖过程中,由爆破产生的压缩波到达隧道围岩洞壁时反射成为拉伸波,此拉伸波与随之而来的入射波相互作用或由不同自由表面的反射波相互作用,在洞壁岩体内产生拉应力。在原应力和反射波应力的共同作用下,一旦岩体中的拉应力达到或超过其抗拉强度,则将导致围岩失稳(岩爆)发生。这种效应可称为应力波的边界效应。

4.4.2 岩爆动力学机理的初步分析

钻爆法开挖过程中,各炮层的顺序起爆、周边眼起爆后开挖轮廓面的瞬时大幅卸载及岩爆事件本身所产生的各类高幅值、陡波前应力波以及它们的叠加效应对于围岩,尤其是处于双向受压(少数情况下切向会承受拉应力)、一侧临空、具有发生破坏潜势的既有炮次围岩的扰动作用应该是显著的。围岩也许不会在上述动荷载的一次作用下就发生宏观破坏,但这些应力波的多次扰动却会在微观-细观尺度上引起围岩的累积性损伤加剧与局部应力环境的逐步恶化,并最终导致裂纹的大规模瞬时动力扩展,伴随晶间、粒间瞬态应变能的高速释放,围岩便会以岩爆的形式失稳,这可以被归结为岩爆的岩石动力学问题。岩爆的岩石动力学机理是十分复杂的,总体可以划分为孕育过程的岩石动力学问题和激发过程的岩石动力学问题两大部分。前者包括爆破、开挖轮廓面径向瞬时卸载及岩爆事件本身激发的各类应力波在围岩中的传播、叠加、衰减规律及静、动荷载耦合作用下,围岩的多尺度动态响应等;后者包括低应力、小变形(相对于静力破坏极限)情况下硬质脆性围岩中裂纹大规模快速动力扩展的驱动机制及能量耗散等。

这些与岩爆灾害孕育及激发过程密切相关的岩石动力学问题已经引起一些学者的关注,但还缺乏全面深入的研究,还不能据此提出有效的超前预报方法和控制措施,因此,系统进行岩爆灾害的岩石动力学机理研究是必要的。

第五章 基于 BP 神经网络的岩爆预测研究

5.1 引言

岩爆是一种极为复杂的动力失稳现象，与其影响因素之间存在着极其复杂的非线性关系^[41]。近十几年来，国内外学者在岩爆预测预防方面做了大量的研究工作^[53, 85-89]，利用强度、刚度、能量、扰动、稳定、断裂、损伤、突变、分形、微重力和声发射等诸多理论和方法对岩爆现象进行了分析，提出了多种岩爆预测方法和判据。这些预测方法和判据往往人为因素影响较大，存在片面性和难以实现多指标判别等不足。建立一种能够考虑多种因素，实现多指标判别的预测方法是非常必要的。

在国内，最近十几年，人工智能被广泛地应用到岩爆的预测中。冯夏庭等人应用神经网络系统理论，提出了用自适应模式识别方法预报地下洞室岩爆^[90]；杨涛^[41]、陈海军^[91]、白明洲^[92]、朱宝龙^[76]、丁向东^[77]等人采用人工神经网络理论，对岩爆预测进行了研究；周科平、古德生^[93]利用 GIS 的空间数据分析技术和模糊自组织神经网络对岩爆倾向性进行了评价；代高乐^[7]、闫河^[94]等应用人工神经网络和遗传算法相结合的方法预测冲击地压。

人工神经网络能够很好的处理非线性问题，采用人工神经网络方法预测岩爆是一条有效的研究途径。关键在于选取必要的、容易确定的影响岩爆的主要因素，进行正确的预测。

5.2 人工神经网络的基本原理

人工神经网络，全称人工神经元网络(Artificial Neural Networks)，它模仿人脑神经的活动，力图建立脑神经活动的数学模型，即把对信息的储存和计算同时储存在神经单元中，所以在一定程度上神经网络可以模拟动物神经系统的活动过程。它具有高度非线性、学习和自适应性、联想记忆、并行分布处理、数据融合多变量系统等特点，这是其他方法所不具备的。

神经元模型具有多输入 x_i ， $i=1, 2, \dots, n$ 和输出 y ，模型的内部状态由输入信号的加权和给出。某时刻神经元的输出为：

$$y = f\left(\sum_{i=1}^n w_i x_i - \theta\right) \quad (5-1)$$

式中 x_i 代表神经元的输入信息； n 是输入的数目；权数 w_i 代表了该神经元与

传递信息的第 i 个神经元的连接强度； θ 是神经元的阈值，当神经元内部状态超过某个阈值时神经元才被激活；函数 $y = f(x)$ 是非线性单调增函数，通常取 $f(x) = 1/(1 + e^{-x})$ 。

一个神经网络系统中有许多神经处理单元，它们以层组合，每个神经单元的具体操作都是从其相临的其他单元接受输入，然后产生输出送到其他相临的单元中。一个神经网络实质上是一组输入单元列到输出单元列的高度非线性映射，若有 n 个输入单元， m 个输出单元，则网络可以实现从 n 维欧氏空间到 m 维欧氏空间的映射 $F: R^n \rightarrow R^m$, $y = F(x)$ 。若有样本输入 $x = x_1, x_2, \dots, x_n$ 和样本期望输出 $y = (y_1, y_2, \dots, y_n)$ ，可以认为存在某一映射关系 G ，使 $y = G(x)$ 。求解问题转化为通过对网络的训练得到映射 F ，使得在具体问题下(在误差范围内)， F 是 G 的最佳逼近。

误差逆传播神经网络(Error back-propagation neural network)，简称 BP 网络，是目前在工程中应用比较广泛的一种人工网络，它是具有三层或三层以上的阶层型神经网络。上、下层之间各神经元实现全连接，即下层的每一个单元与上层的每个单元都实现权连接，而每层各神经元之间无连接。网络按有老师示教方式进行学习，当一学习模式提供给网络后，神经元的激活值，从输入层经各中间层向输出层传播，在输出层的各神经元获得网络的输入响应。在这之后，按减小希望输出与实际输出误差的方向，从输出层经各中间层逐层修正各连接权，最后回到输入层，故得名“误差逆传播算法”。随着这种误差逆传播修正的不断进行，网络对输入模式响应的正确率也不断上升。

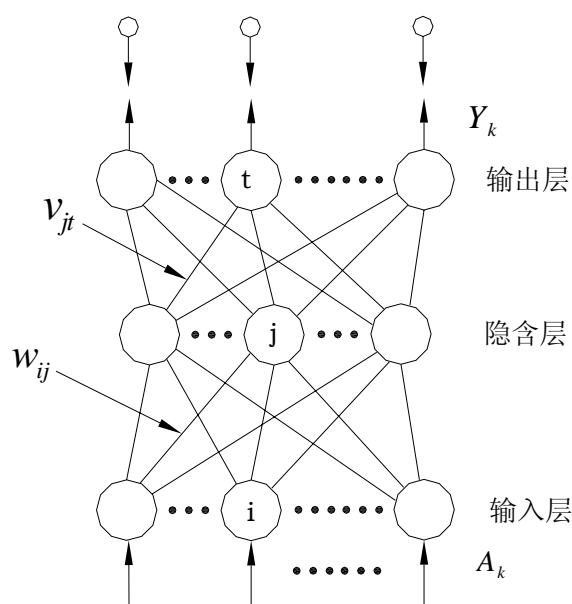


图 5-1 三层前馈阶层网络

典型的 BP 网络是三层前馈阶层网络，即：输入层、隐含层(也称中间层)和

输出层。各层之间为全连接。如图 5-1 所示。

网络学习由四个过程组成：输入模式由输入层经中间层向输出层的“模式顺传播”过程，网络的希望输出与网络实际输出之差的误差信号由输出层经中间层向输入层逐层修正连接权的“误差逆传播”过程，由“模式顺传播”与“误差逆传播”的反复交替进行的网络“记忆训练”过程，网络趋向收敛即网络的全局误差趋向极小值的“学习收敛”过程。归结为“模式顺传播”→“误差逆传播”→“记忆训练”→“学习收敛”四个过程。对于四个过程的数学描述及学习规则的数学描述，请参阅文献^[95]。

5.3 三层 BP 神经网络算法的学习过程

参照图 5-1，下面给出整个学习过程的具体步骤^[95]：

(1) 连接权 $\{w_{ij}\}$ 、 $\{v_{jt}\}$ 和阈值 $\{\theta_j\}$ 、 $\{\gamma_t\}$ 初始化，即给一个 $(-1, 1)$ 区间内的随机值。

(2) 随机选取一模式对 $A_k = (a_1^k, a_2^k, \dots, a_n^k)$, $Y_k = (y_1^k, y_2^k, \dots, y_q^k)$ 提供给网络。其中 n 为输入层单元数， q 为输出层单元数。

(3) 用输入模式 $A_k = (a_1^k, a_2^k, \dots, a_n^k)$ 、连接权 $\{w_{ij}\}$ 和阈值 $\{\theta_j\}$ 计算中间层各单元的输入 $\{s_j\}$ ；然后用 $\{s_j\}$ 通过 *Sigmoid* 函数计算中间层各单元的的输出 $\{b_j\}$ 。

$$s_j = \sum_{i=1}^n w_{ij} a_i - \theta_j \quad (5-2)$$

$$b_j = f(s_j) \quad (5-3)$$

式中： $j=1, 2, \dots, p$, p 为中间层神经元单元数； f 为 *Sigmoid* 函数， $f(x)=1/(1+e^{-x})$ 。

(4) 用中间层输出 $\{b_j\}$ 、连接权 $\{v_{jt}\}$ 和阈值 $\{\gamma_t\}$ 计算输出层各单元的输入 $\{L_t\}$ ，然后用 $\{L_t\}$ 通过 *Sigmoid* 函数计算输出层各单元的响应 $\{C_t\}$ 。

$$L_t = \sum_{j=1}^p v_{jt} b_j - \gamma_t \quad (5-4)$$

$$C_t = f(L_t) \quad (5-5)$$

式中： $t=1, 2, \dots, q$ 。

(5) 用希望输出模式 $Y_k = (y_1^k, y_2^k, \dots, y_q^k)$ 、网络的实际输出 $\{C_t\}$ ，计算输出层的各单元的一般化误差 $\{d_t^k\}$ 。

$$d_t^k = (y_t^k - C_t) \square C_t (1 - C_t) \quad (5-6)$$

式中： $t=1, 2, \dots, q$ 。

(6) 用连接权 $\{v_{jt}\}$ 、输出层的一般化误差 $\{d_t^k\}$ 、中间层的输出 $\{b_j\}$ 计算中间层各单元的一般化误差 $\{e_j^k\}$

$$e_j^k = \left[\sum_{t=1}^q d_t^k \square v_{jt} \right] b_j (1 - b_j) \quad (5-7)$$

式中： $t=1, 2, \dots, p$ 。

(7) 用输出层各单元的一般化误差 $\{d_t^k\}$ 、中间层各单元的输出 $\{b_j\}$ 修正连接权 $\{v_{jt}\}$ 和阈值 $\{\gamma_t\}$

$$v_{jt} (N+1) = v_{jt} (N) - \alpha \square d_t^k \square b_j \quad (5-8)$$

$$\gamma_t (N+1) = \gamma_t (N) - \alpha \square d_t^k \quad (5-9)$$

式中： $j=1, 2, \dots, p$; $t=1, 2, \dots, q$; α 为学习率。

(8) 用中间层各单元的一般化误差 $\{e_j^k\}$ 、输入层单元的输入 $A_k = (a_1^k, a_2^k, \dots, a_n^k)$ 修正连接权 $\{w_{ij}\}$ 和阈值 $\{\theta_j\}$

$$w_{ij} (N+1) = w_{ij} (N) - \beta \square e_j^k \square a_i^k \quad (5-10)$$

$$\theta_j (N+1) = \theta_j (N) - \beta \square e_j^k \quad (5-11)$$

式中： $i=1, 2, \dots, n$; $j=1, 2, \dots, p$; β 为学习率。

随机选取下一个学习模式对提供给网络，返回到步骤③，直至网络全局误差函数 E 小于预先设定的一个极小值，即网络收敛；或学习回数大于预先设定的值，即网络无法收敛。

$$E = \sum_k E_k = \sum_k \sum_j (y_j^k - C_j)^2 / 2 \quad (5-12)$$

式中： k 输入输出模式对序列。

学习规则的流程如图 5-2 所示。

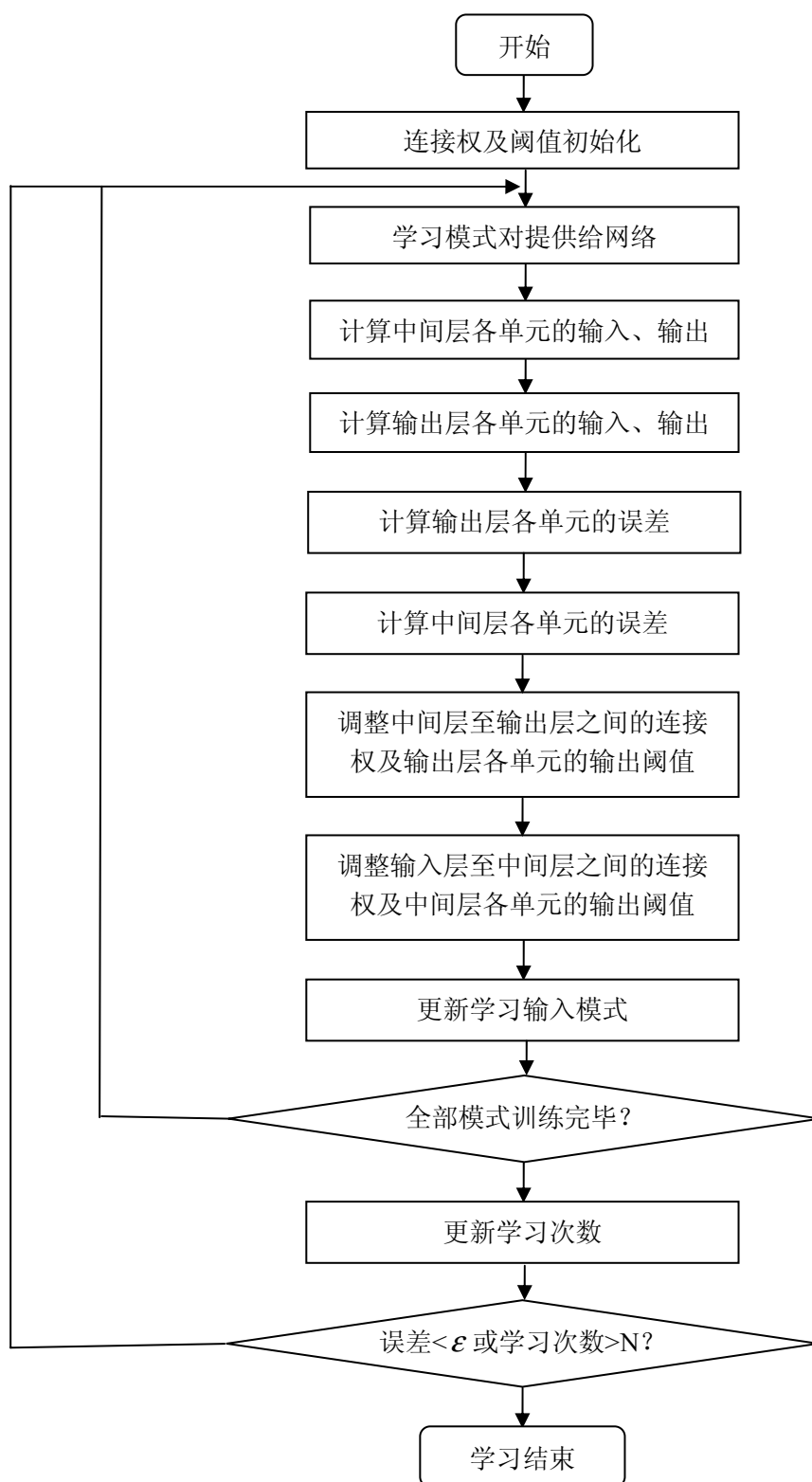


图 5-2 BP 网络学习规则流程图

5.4 标准 BP 算法存在的问题及其原因

BP 算法的突出优点就是具有很强的非线性映射能力和柔性的网络结构。网络的中间层数、各层的处理单元数及网络学习系数可根据具体情况任意设定,并且随着结构的差异其性能也有所不同。

但是,标准 BP 算法在实际的应用中主要存在以下三方面问题:

- (1) 学习收敛速度慢。其直接原因是固定的学习率 α 。
- (2) 易形成局部最小而得不到整体最优。其原因是 BP 学习规则采用按误差函数梯度下降的方向进行收敛。
- (3) 网络的泛化与推广能力比较差。其原因是采用绝对误差形式的指数函数和每步小的权更正量。

对于 BP 网络存在的以上几个问题,人们对其性能的改善作了大量的工作,提出了许多改进方案。其中研究最多的是如何加速 BP 网络的收敛速度和尽量避免陷入局部最小点的问题。

5.5 BP 网络的改进算法

(1) 自适应学习速率

基于 BP 算法的神经元网络,学习的目的是修正权值,权值是和它的误差的导数成正比,真正的梯度下降法要求所取的间隔要无限小,但比例系数(学习速率)是一常数,它若太小就会导致较长的训练时间,收敛速度很慢;太大就会给权值的修正产生动荡。自适应学习速率是指学习速率在循环训练中根据权值的变化作调整,它检查权值的修正值是否真正降低了误差函数,如果确实如此,则说明所选取的学习速率值小了,可以对其增加一个量;若不是这样而产生了过调,那么就应该减小学习速率值。其调整公式为给权值的修正加入动量项带有动量项的权值调节公式为:

$$\eta(t+1) = \begin{cases} 1.05\eta(t) & E(t+1) < E(t) \\ 0.7\eta(t) & E(t+1) > 1.04E(t) \\ \eta(t) & \text{其他} \end{cases} \quad (5-13)$$

式中: η 为学习率; t 为训练次数; $E(t)$ 为累计差平方和。

(2) 附加动量法

附加动量法是在逆传播法的基础上在每一个权值的变化上加上一项正比于

前次权值变化的值(动量项), 并根据逆传播法来产生新的权值变化。带有附加动量因子的权值调节公式为:

$$\Delta w_{ij}(t+1) = (1-m_c)\eta\delta_i P_j + m_c\Delta w_{ij} \quad (5-14)$$

$$\Delta b_j(t+1) = (1-m_c)\eta\delta_i + m_c\Delta b_j \quad (5-15)$$

式中: w_{ij} 为权值变化量; Δb_j 为阈值变化量; δ_i 为误差项; P_j 为输入变量; η 为学习率; t 为训练次数; m_c 为动量因子(一般取 0.95 左右)。

附加动量法的实质是将最后一次权值变化的影响, 通过一个动量因子来传递。当动量因子的取值为零时, 权值的变化根据梯度下降法产生; 当动量因子为 1 时, 新的权值变化则是最后一次的变化, 而依梯度法产生的变化部分被忽略掉了。以此方式, 增加了动量项后, 促使权值的调节向误差曲面底部的平均方向变化, 当网络权值进入误差曲面底部的平坦区时, δ_i 将变得很小, 于是 $\Delta w_{ij}(t+1) \approx \Delta w_{ij}(t)$, 从而防止了 $w_{ij}=0$ 的出现, 有助于使网络从误差曲面的局部极小值中跳出。

5.6 岩爆预测的 BP 网络模型

5.6.1 岩爆的主要影响因素

岩爆发生有两个基本条件, 一是岩体处在能使其变形和破裂的高地应力场的作用之下; 二是岩体本身要坚硬、完整而强度高, 能集聚高的弹性能^[96]。岩体在变形破坏过程中由于变形和破裂所消耗掉部分弹性能后, 剩余能量转化为动能, 并以岩体弹射或突然飞崩的形式释放, 形成岩爆。

徐文胜等人根据模拟材料的筛选试验得出岩爆的主要影响因素有洞室围岩切向应力 σ_θ 和岩性两方面。具体地说, 要求单轴抗压强度 σ_c 与抗拉强度 σ_t 的比值较小, 以及有较大的弹性能指数 W_{et} ^[97]。弹性应变能指数是岩石试件在受力变形过程中, 达到峰值强度以前积累的弹性应变能与卸载耗损应变能之比:

$$W_{et} = \phi_{sp} / \phi_{st} \quad (5-16)$$

式中: ϕ_{sp} 、 ϕ_{st} 分别为弹性应变能和卸载所损耗的应变能, 由图 5-3 所示的加、卸载应力-应变曲线下包围的面积求得。

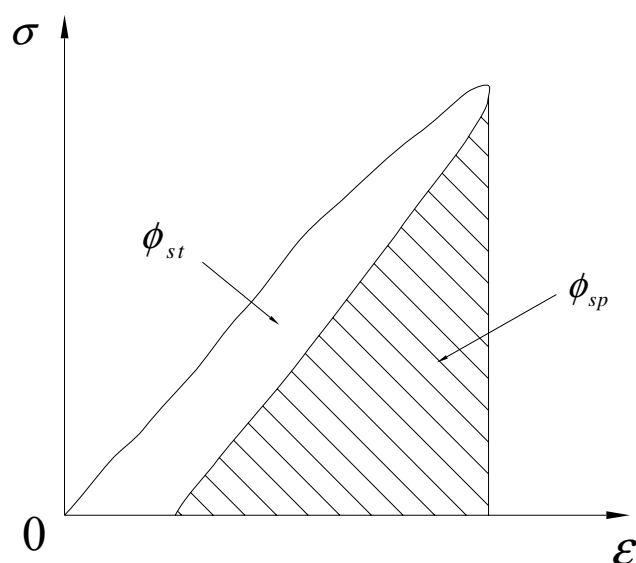


图 5-3 弹性能量指数的测定曲线

王元汉^[37]等人总结了岩爆的主要影响因素，并提出了岩爆的综合判别准则，如表 5-1 所示。

表 5-1 岩爆烈度与各指标的关系

指标	无岩爆	弱等岩爆	中等岩爆	强岩爆
σ_{θ}/σ_c	<0.3	0.3~0.5	0.5~0.7	>0.7
σ_c/σ_t	>40	40~26.7	26.7~14.5	<14.5
W_{et}	<2.0	2.0~3.5	3.5~5.0	>5.0

综合根据不同的岩爆机理理论而得出不同的判据， σ_{θ} 、 σ_c 、 σ_t 及 W_{et} 可以作为岩爆的主要影响因素。

5.6.2 岩爆预测的 BP 网络模型的建立

应用三层 BP 网络对岩爆进行预测，需要确定三层的神经元数、期望输出及选择学习样本集。

(1) 输入层神经元数

输入层神经元素由岩爆主要影响因素的数目决定。根据前述岩爆主要影响因素分析，本文选取 σ_{θ}/σ_c 、 σ_c/σ_t 、 W_{et} 这三个指标作为模型的样本参数，即输入层神经元数为 3。

(2) 隐含层

只有一个隐层的神经网络，只要隐节点足够多，就可以以任意精度逼近一个

非线性函数。所以本 BP 网络模型选取一个隐含层。隐含层单元数的选取尚无理论上的指导，而是根据经验而定。

(3) 输出层神经元数与期望输出

根据前人对岩爆烈度分类^[98-100]，归纳起来为四类：无岩爆、轻微岩爆、中等岩爆、强岩爆。本文相对应的期望输出为 (0, 0)、(0, 1)、(1, 0)、(1, 1)。即输出层神经元数取 2。

本文收集到的国内外 19 个大型地下工程的岩爆实例资料，把资料中参数值作为网络的学习样本，如表 5-2。这些资料均来源于已发表的文献。

表 5-2 BP 网络学习样本与期望输出

样号	工程名称	学习样本			实际情况	选取的期望输出	资料来源
		σ_{θ}/σ_c	σ_c/σ_t ($\times 100$)	W_{et} ($\times 10$)			
1	龙羊峡水电站地下洞室	0.106	0.312	0.74	无岩爆	(0, 0)	[37]
2	渔子溪水电站引水隧洞	0.530	0.150	0.90	中-强岩爆	(1, 0)	[91]
3	太平驿水电站地下洞室	0.380	0.176	0.90	岩爆规模不等	(0, 1)	[91]
4	李家峡水电站地下洞室	0.096	0.230	0.57	无岩爆	(0, 0)	[37]
5	瀑布沟水电站地下洞室	0.360	0.205	0.50	发生岩爆	(1, 0)	[37]
6	锦屏二级水电站引水隧洞	0.820	0.185	0.38	中-弱等岩爆	(1, 0)	[55]
7	拉西瓦水电站地下厂房	0.315	0.241	0.93	发生岩爆	(1, 0)	[37]
8	挪威 Sima 水电站地下厂房	0.270	0.217	0.50	中等岩爆	(1, 0)	[37]
9	挪威 Heggura 公路隧道	0.357	0.241	0.50	中等岩爆	(1, 0)	[37]
10	挪威 Sewage 隧道	0.420	0.217	0.50	中等岩爆	(1, 0)	[37]
11	瑞典 Forsmark 核电站冷却水隧洞	0.380	0.217	0.50	中等岩爆	(1, 0)	[37]
12	瑞典 Vietas 水电站引水隧洞	0.440	0.269	0.55	轻微岩爆	(0, 1)	[37]
13	前苏联 Rasvumchorr 矿井巷	0.317	0.217	0.50	中等岩爆	(1, 0)	[37]
14	前苏联基洛夫矿	0.300	0.204	0.50	轻微岩爆	(0, 1)	[76]
15	日本关越隧道	0.377	0.284	0.50	中等岩爆	(1, 0)	[37]
16	意大利 Raibl 铅硫化锌矿井巷	0.774	0.175	0.55	强岩爆	(1, 1)	[77]
17	天生桥二级水电站引水隧洞	0.340	0.240	0.66	中等岩爆	(1, 0)	[91]
18	二滩水电站 2 号支洞	0.410	0.297	0.73	轻微岩爆	(0, 1)	[91]
19	鲁布革水电站地下洞室	0.227	0.278	0.78	无岩爆	(0, 0)	[97]

经试算，隐含层单元数目取 5 比较适宜，BP 网络结构为 3-5-2，如图 5-4 所示。

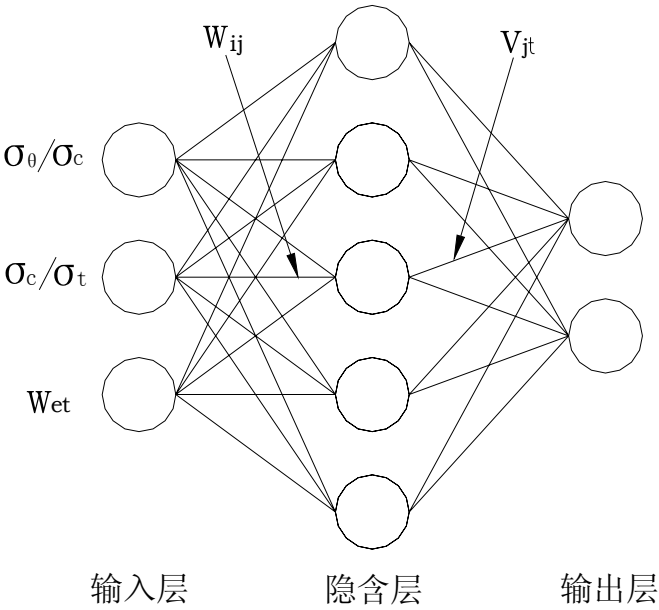


图 5-4 岩爆预测神经网络结构

本文利用 Visual BASIC 程序设计语言，编写程序代码（见附录四），实现了网络的学习过程。在 Visual BASIC 6.0 版的程序中，经过 10000 次迭代计算，网络收敛。得到各个节点间的连接权值和阈值（见表 5-3 和表 5-4），从而建立了一个基于岩爆实例的岩爆预测神经网络模型。

表 5-3 输入层与隐含层节点间连接权值与隐含层阈值

输入层节点(w_{ij})	隐含层节点				
	1	2	3	4	5
1	-11.257	13.336	6.511	-0.785	-15.299
2	5.249	18.929	-3.355	-13.655	4.347
3	-3.834	-12.743	-4.578	-14.491	-3.728
隐含层阈值(θ_j)	-2.259	2.771	0.207	-11.392	-3.713

表 5-4 隐含层与输出层节点间连接权值与输出层阈值

隐含层节点(v_{jt})	输出层节点	
	1	2
1	-7.311	-6.685
2	-12.639	14.980
3	5.341	-3.465
4	16.118	-15.424
5	-8.990	-9.920
输出层阈值(γ_t)	-0.406	0.045

为能把研究成果直接应用于工程实践，笔者把各连接权和阈值编入 VB 程序，界面如图 5-5。

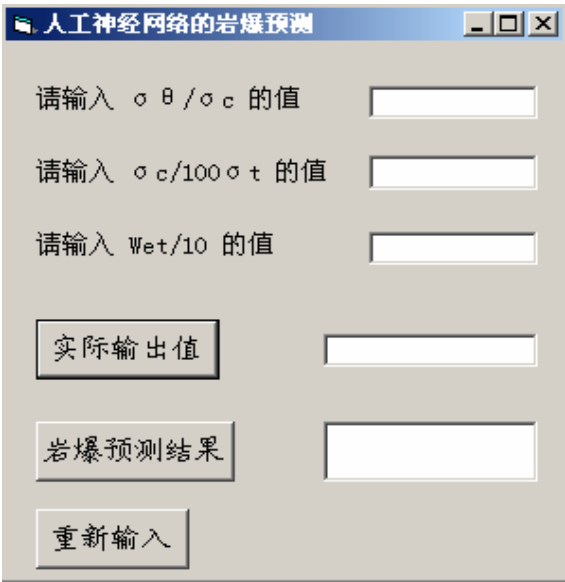


图 5-5 岩爆预测的 VB 程序界面

只需测出或计算出岩石地下工程 σ_θ 、 σ_c 、 σ_t 和 W_{et} 的值，再经计算输入程序就可以得到岩爆预测结果。

选取文献[41]中的秦岭 II 线隧道实例，用本文所建立的模型进行分析，样本参数和岩爆预测结果列于表 5-5。

表 5-5 秦岭隧道岩爆预测结果

样本参数			BP 网络实际输出	预测结果
σ_θ/σ_c	$\sigma_c/\sigma_t (\times 100)$	$W_{et} (\times 10)$		
0.30~0.60	0.18	0.50	(1.000, 0.005)	中等岩爆

根据本文预测，隧道在施工中将会发生中等岩爆。实际施工中，多处发生中等岩爆和弱岩爆。

由检测样本及实例岩爆预测，可见结果是符合实际的，所建立的岩爆预测模型是有效的。

第六章 全文总结

近年我国已有一批金属矿山进入深部开采，还有一批矿山将要进入深部开采，深部开采所面临的一个重大问题就是高地应力。工程实践表明，深部高应力开采中，不同阶段的爆破作业对上一阶段或下一阶段采场中矿柱的承载强度及巷道围岩的稳定性会有较大影响，自然地震或崩矿过程产生的人工地震也会使巷道和矿柱突然失稳；处于高应力的岩体，在外界动力扰动下，会剧烈地失稳破坏而发生岩爆。

本文就深部开采高应力岩体的动力响应问题进行了模拟和分析，并对深井开采的突出问题—岩爆进行了研究。主要研究工作和结论如下：

(1) 用 FLAC^{3D} 有限差分程序对某铜矿破碎硐室进行了数值模拟和计算。静力计算结果显示，硐室开挖后在不支护的情况下，拱顶竖直位移较大，硐室拱顶及两底角应力集中程度较大，硐室拱顶、底板中央及两底角出现了塑性区。动力分析表明，当扰动应力波来自硐室围岩上边界时，随着应力波强度的增加，硐室拱顶围岩表现的越来越不稳定，越来越容易失稳破坏，破坏范围也越来越大；当扰动应力波来自硐室围岩右边界时，随着应力波强度的增加，硐室右侧壁围岩表现的越来越不稳定，越来越容易失稳破坏，破坏范围在水平方向也越来越大。扰动应力波来自硐室围岩竖直方向时，其对硐室拱顶和底板围岩的稳定性影响较大；扰动应力波来自硐室围岩水平方向时，其对硐室侧壁围岩的稳定性影响较大。

(2) 用 FLAC^{3D} 对深井典型矿柱进行数值模拟和计算。静力计算结果显示，随着矿柱负载的增大，矿柱将会出现塑性区，塑性区的范围也会逐渐增大。同时用数值模拟方法说明：随着矿柱高径比的增大，其承载能力降低。动力计算结果表明，受一定压力的矿柱，随着扰动应力波峰值的增大，矿柱中应力变化逐渐变得不太稳定，出现的塑性区也逐渐增大。随着矿柱所受压力的增大，外界的动力扰动对矿柱的影响也越来越明显，随着扰动动载的加强，矿柱表现的也越来越不稳定，也越容易失稳破坏。分析同时表明，受极大压力下的矿柱，在较小的扰动动载下很容易就失稳破坏。

(3) 分析了高应力岩体动力失稳对岩爆机理研究的启示，指出了静荷载理论在岩爆机理研究中的局限，对岩爆动力学机理进行了初步分析：应力波的多次扰动却会在微观-细观尺度上引起围岩的累积性损伤加剧与局部应力环境的逐步恶化，并最终导致裂纹的大规模瞬时动力扩展，伴随晶间、粒间瞬态应变能的高速释放，围岩便会以岩爆的形式失稳。

(4) 阐述了人工神经网络的基本原理及三层 BP 神经网络算法的学习过程，

对标准 BP 算法存在的问题及其原因进行了评述，并改进了 BP 网络算法。建立了岩爆预测的人工神经网络模型，该模型能够科学地利用以往的工程资料研究现在的工程问题，通过神经网络的自学习功能获得岩爆与其各影响因素之间复杂的非线性关系。人工神经网络本身具有的鲁棒性和很强的抗干扰能力，使得实测资料的个别误差不会对预测结果产生较大的影响。利用 VB 程序实现网络学习和收敛，得到各节点连接权和阈值，并把它们编入 VB 程序，该程序将预测岩爆工程的参数实测值作为输入，直接得到岩爆预测结果。

参考文献

- [1] 徐林生,唐伯明,慕长春,等. 高地应力与岩爆有关问题的研究现状[J]. 公路交通技术, 2002, (4): 48~51
- [2] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍等. 深部开采岩体力学研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24 (16): 2803~2813
- [3] 陈方方, 李宁, 张志强, 等. 高地应力区隧洞稳定性的数值仿真分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2004, 2 (1): 46~50
- [4] 潘岳, 王志强. 岩体动力失稳的功、能增量—突变理论研究方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23 (9): 1433~1438
- [5] 徐曾和, 徐小荷. 柱式开采岩爆发生条件与时间效应的尖点突变[J]. 中国有色金属学报, 1997, 7 (2): 17~23
- [6] 单晓云, 徐东强, 张艳博. 用突变理论预报巷道岩爆发生的可能性[J]. 矿山测量, 2000, (4): 36~37
- [7] 代高乐. 岩石非线性动力学特征及冲击地压的研究:[博士学位论文]. 重庆: 重庆大学, 2002
- [8] 陶振宇. 高地应力区的岩爆及其判别[J]. 人民长江, 1987, (5): 25~32
- [9] 冯夏庭, 王泳嘉. 深部开采诱发的岩爆及其防治策略的研究进展[J]. 中国矿业, 1998, 7 (5): 42~45
- [10] Bolstad D.D.. Rockburst control research by the US Bureau of Mines. Rockbursts and Seismicity in Mines. 1988 Balkema, Rotterdam, Brookfield:371~375
- [11] Johnslon J. C. Einstein M.H.. A Survey of mining associated seismicity. Rock-bursts and Seismicity in Mines. Firhurst(ed.) 1990 Balkema, Rotterdam:121~127
- [12] 李庶林. 深井硬岩岩爆倾向性与岩层控制技术研究:[博士学位论文]. 吉林: 东北大学, 2000
- [13] 古德生, 李夕兵. 有色金属深井采矿研究现状与科学前沿. 见: 中国有色金属学会第五届学术年会论文集, 长沙: 矿业研究与开发论文集, 2003. 1~4
- [14] 郭然, 于润沧. 有岩爆危险巷道的支护设计[J]. 中国矿业, 2002, 11 (3): 23~26
- [15] 王敏强, 侯发亮. 板状破坏的岩体岩爆判别的一种方法[J]. 岩土力学, 1993, 14 (3): 53~59
- [16] 王贤能, 黄润秋. 岩石卸荷破坏特征与岩爆效应[J]. 山地研究, 1998, 16, (4): 281~285
- [17] 徐则民, 黄润秋, 范柱国等. 长大隧道岩爆灾害研究进展[J]. 自然灾害

学报, 2004, 13 (2): 16~24

[18] Singh J. Strength of rocks at depth[A]. In: Rock at Great Depth[C]. Rotterdam: A.A. Balkema, 1989, 37~44

[19] Shimada M, Liu J T. Temperature dependence of granite strength seismogenic zones in the crust[A]. In: Proc. Int. Conf. on "Deformation Mechanism, Rheology and Microstructures" [C]. [s. l.]: [s. n.], 1999, 46~54

[20] Paterson M S. Experimental deformation and faulting in Wombeyan marble[J]. Bull. Geol. Soc. Am., 1958, 69:465~467

[21] Mogi K. Deformation and fracture of rocks under confining pressure:elasticity and plasticity of some rocks[J]. Bull. Earthquake Res. Inst.Tokyo Univ., 1965, 43:349~379

[22] Mogi K. Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow[J]. Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ., 1966, 44:215~232

[23] Pusch R. Mechanisms and consequences of creep in crystalline rock[A]. In: Hudson J A ed. Comprehensive Rock Engineering[C].Oxford: Pergamon Press, 1993.227~241

[24] Malan D F. Time-dependent behavior of deep level tabular excavations in hard rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering.1999, 32: 123~155

[25] Malan D F. Simulation of the time-dependent behavior of excavations in hard rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2002, 35(4):225~254

[26] 朱瑞庚. 不同加载速率条件下花岗岩的破坏判据[J]. 爆炸与冲击, 1984, (1): 1~8

[27] 王武林, 刘远惠, 陆以璐等. RDT-10000型高压三轴仪的研制[J]. 岩土力学, 1989, 10 (2): 69~82

[28] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第七届全国岩石动力学学术会议论文选集[J]. 辽宁工程技术大学学报, 2001, 20 (4): 1~144

[29] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第四届全国岩石动力学学术会议论文选集[C]. 武汉: 湖北科学技术出版社, 1994

[30] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第三届全国岩石动力学学术会议论文选集[C]. 武汉: 武汉测绘科技大学出版社, 1992

[31] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第五届全国岩石动力学学术会议论文选集[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15 (增): 417~622

[32] Brady B.H. G. and Brown E T. 地下采矿岩石力学[M] (冯树仁等译). 北

京：煤炭工业出版社，1990

[33] Brady B.H.G. and Brown.E.T.. Energy changes and stability in underground mining:design application of boundary elements methods. Trans.Int.Min.Metall., 1981, 90(4): 61~68

[34] S. P. Singh. The influence of rock properties on the occurrence and control of rockbursts. Mining Science and Technology, 1987, (5):11~18

[35] 李广平. 岩爆的损伤断裂模型[J]. 岩土力学, 1997, 18 (增): 105~109

[36] 侯发亮, 刘小明, 王敏强. 岩爆成因再分析及烈度划分探讨. 见: 第三届全国岩石动力学学术会议论文集. 武汉: 武汉测绘科技大学出版社, 1992.448~457

[37] 王元汉, 李卧东, 李启光, 等. 岩爆预测的模糊数学综合评判方法[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17 (5): 493~501

[38] 陆家佑. 岩爆预测的理论与实践[J]. 煤矿开采, 1998, 32 (3): 26~29

[39] Kidybinski A. Bursting liability indices of coal. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 1981, 18(4):295~304

[40] 杨莹春, 诸静. 一种新的岩爆分级预报模型及应用[J]. 煤炭学报, 2000, 2: 169~172

[41] 杨涛, 李国维. 基于先验知识的岩爆预测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19 (4): 429~431

[42] 刁心宏. 房柱式采矿地压动态控制及人工智能应用研究: [博士学位论文]. 吉林: 东北大学, 2001

[43] 周维垣. 高等岩石力学[M]. 北京: 水利电力出版社, 1989

[44] 冯夏庭. 智能岩石力学导论[M]. 科学出版社, 2000

[45] 王永嘉, 邢纪波. 离散单元法同拉格朗日元法及其在岩土力学中的应用. 岩土力学. 1995, 16 (2) : 1~13

[46] 徐林生. 公路隧道施工围岩稳定性监测预报系统与隧道工程数值模拟研究: [博士后学位论文]. 上海: 同济大学, 2001

[47] 胡斌. 深切峡谷区大型地下洞室群围岩稳定性的动态数值仿真研究: [博士学位论文]. 成都: 成都理工学院, 2001

[48] 李廷刚. 水厂铁矿地应力研究及其在边坡稳定性分析中的应用: [博士学位论文]. 北京: 北京科技大学, 2003

[49] 侯哲生. 金川二矿区水平矿层灾变失稳问题研究: [博士学位论文]. 北京: 中国科学院地质与地球物理研究所, 2004

[50] 周汝弟. 非线性条件下高陡岩石边坡失稳机理研究及应用: [博士学位

论文]. 北京: 北京科技大学, 2004

[51] 刘波, 韩彦辉. FLAC 原理、实例与应用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005

[52] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC^{3D}(Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D) Version2.10, Users Manual[M]. USA: Itasca Consulting Group, Inc., 2002

[53] 李廷春, 李术才, 邱祥波. 三维快速拉格朗日法在安全顶板厚度研究中的应用[J]. 岩土力学, 2004, 25 (6): 935~939

[54] 朱维申, 李晓静, 郭彦双, 等. 地下大型洞室群稳定性的系统性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23 (10): 1689~1693

[55] 刘春玲, 祁牛文, 童强, 等. 利用FLAC^{3D}分析某边坡的稳定性[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23 (16): 2730~2733

[56] 闫长斌, 徐国元, 李夕兵. 爆破震动对采空区稳定性影响的FLAC^{3D}分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2894~2899

[57] 王向东, 文江泉. 用FLAC^{3D}进行土质高边坡稳定性分析[J]. 西华大学学报(自然科学版), 2005, 24 (3): 87~89

[58] 孙钧, 程鸿鑫, 李荣强. 水电地下工程施工中有关岩爆的若干问题[M]. 北京: 湖北科学技术出版社, 1992

[59] 徐林生, 王兰生. 二郎山公路隧道岩爆发生规律与岩爆预测研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21 (5): 569~572

[60] 徐林生, 王兰生, 李永林. 岩爆形成机制与判据研究[J]. 岩土力学, 2002, 23 (3): 300~303

[61] 郭然, 潘长良, 于润沧. 有岩爆倾向硬岩矿床采矿理论与技术[M]. 北京: 冶金工业出版社, 2003

[62] 王贤能, 黄润秋. 动力扰动对岩爆的影响分析[J]. 山地研究, 1998, 16 (3): 188~192

[63] 关宝树, 张志强. 隧道发生岩爆的基本条件研究[J]. 铁道工程学报, 1998, (增): 326~330

[64] 周德培, 洪开荣. 太平驿站隧洞岩爆特征及防治措施[J]. 岩石力学与工程学报, 1995, 14 (2): 171~178

[65] Dowding C H and Andersson C A. Potential for rock bursting and slabbing in deep caverns. Engineering Geology, 1986, 22: 265~279

[66] 徐则民, 黄润秋, 张倬元. 复式山岭隧道沟谷段的岩爆机理[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2000, 11(3): 15~19

- [67] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1980
- [68] 张咸恭, 王思敬, 张倬元, 等. 中国工程地质学[M]. 北京: 科学出版社, 2000
- [69] 王贤能. 深埋隧道工程水-热-力作用的基本原理及其灾害地质效应研究: [博士学位论文]. 成都: 成都理工学院, 1998
- [70] 徐林生. 川藏公路二郎山隧道高地应力与岩爆问题研究: [博士学位论文]. 成都: 成都理工学院, 1999
- [71] 李春杰. 秦岭隧道岩爆特征与施工处理[J]. 世界隧道, 1999, (1): 36~41
- [72] Broch E, Sorheim S. Experiences from planning/construction and supporting of a road tunnel subjected to heavy rock bursting. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1987, 17(1): 15~35
- [73] 陶振宇. 若干电站地下工程建设中的岩爆问题[J]. 水力发电, 1988, (7): 40~45
- [74] 邹成杰. 地下工程中岩爆灾害发生规律与岩爆预测问题的研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1992, 3 (4): 48~53
- [75] 徐则民, 黄润秋, 范柱国, 等. 隧道岩爆灾害研究进展[J]. 自然灾害学报, 2004, 13 (4): 16~24
- [76] 朱宝龙, 陈强, 胡厚田. 基于人工神经网络的岩爆预测方法[J]. 地质灾害与环境保护, 2002, 13 (3): 56~59
- [77] 丁向东, 吴继敏, 李健, 等. 岩爆分类的人工神经网络预测方法[J]. 河海大学学报 (自然科学版), 2003, 31 (4): 424~427
- [78] Wahlstrom E.E. Tunneling in Rock[M]. Elsevier, 1973
- [79] 张津生, 陆家佑, 贾愚如. 天生桥二级水电站引水隧洞岩爆研究[J]. 水力发电, 1992, (3): 34~37
- [80] 尹国铭. 穿越坚硬围岩隧道的施工技术及对策. 见: 铁道部建设司铁路隧道和地下工程中心, 编. 铁路工程建设科技动态报告文集. 成都: 西南交通大学出版社, 1995. 227~233
- [81] 于书翰, 杜谟远. 隧道施工[M]. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [82] 吴家龙. 弹性力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1987
- [83] 杨宝俊. 弹性波理论[M]. 长春: 东北师范大学出版社, 1990
- [84] 张健元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]: 地质出版社, 1992
- [85] 谢和平, Pariseau W G. 岩爆的分形特征和机理[J]. 岩石力学与工程学

报, 1993, 12 (1): 28~37

[86] 刘正雄. 岩爆预防与防治技术研究[J]. 中国铁道科学, 2001, 22 (4): 74~76

[87] 徐东强, 秦乃兵, 张艳博. 圆形硐室岩爆发生机制及预测预防[J]. 中国矿业, 2000, 9 (3): 94~96

[88] 姜晨光, 李振源, 廖明全. 岩爆的应力解释与新预警方法[J]. 中国矿山工程, 2004, 33 (3): 25~29

[89] Linkov A M. Rockbursts and the instability of rock masses. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, 1996,33(7):727~732

[90] 冯夏庭. 地下硐室岩爆预报的自适应模式识别方法[J]. 东北大学学报, 1994, 15 (5): 471~475

[91] 陈海军, 邴能惠, 聂德新, 等. 岩爆预测的人工神经网络模型[J]. 岩土工程学报, 2002, 24 (2): 229~232

[92] 白明洲, 王边俊, 许兆义. 岩爆危险性预测的神经网络模型及应用研究[J]. 中国安全科学, 2002, 12 (4): 65~69

[93] 周科平、古德生. 基于 GIS 的岩爆倾向性模糊自组织神经网络分析模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23 (18): 3093~3097

[94] 闫河, 基于遗传算法和人工神经网络相结合的冲击地压预测的研究: [硕士学位论文]. 重庆: 重庆大学, 2002

[95] 王伟. 人工神经网络原理[M]. 北京: 北京航空航天大学出版社, 1995, 53~73

[96] 许东俊, 章光, 李廷芥, 等. 岩爆应力状态研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19 (2): 169~172

[97] 徐文胜, 许迎年, 王元汉, 等. 岩爆模拟材料的筛选试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19 (增): 873~877

[98] 谭以安. 岩爆类型及其防治[J]. 现代地质, 1991, 5 (4): 450~456

[99] 徐林生, 王兰生, 李天斌. 国内外岩爆研究现状综述[J]. 长江科学院院报, 1999, 16 (4): 25~28

[100] 徐林生, 王兰生. 岩爆类型划分研究[J]. 地质灾害与环境保护, 2000, 11 (3): 245~248

附 录

附录一：ANSYS 中硐室建模的源程序代码

```
/PREP7
```

```
ET,1,PLANE42  
MP,EX,1,9.89E9  
MP,NUXY,1,0.22  
ET,2,PLANE42  
MP,EX,2,9.89E9  
MP,NUXY,2,0.22  
ET,3,SOLID45
```

```
K,,0,0  
K,,0,9  
K,,1.15,11.35  
K,,7.85,11.35  
K,,9,9  
K,,9,0
```

```
L,1,2  
LARC,2,3,6,2.978  
LARC,3,4,6,5.457  
LARC,4,5,1,2.978  
L,5,6  
L,6,1  
A,1,2,3,4,5,6  
BLC4,-40,-38,90,90  
AOVL,2,1  
NUMCMP,ALL
```

```
L,1,7  
L,2,10  
L,5,9  
L,6,8
```

```
LSEL,S,LINE,,13,14,1  
LSEL,A,LINE,,5  
ASBL,2,ALL  
LSEL,S,LINE,,11,14,3  
LSEL,A,LINE,,6  
ASBL,4,ALL  
LSEL,S,LINE,,11,12,1
```

```
LSEL,A,LINE,,1
ASBL,5,ALL
NUMCMP,ALL
LSEL,S,LINE,,2,4,1
LCOMB,ALL,1
NUMCMP,ALL

LSEL,S,LINE,,1,3,2
LESIZE,ALL,,,12
LSEL,S,LINE,,6,8,2
LESIZE,ALL,,,12
LSEL,S,LINE,,4,5,1
LESIZE,ALL,,,18
LSEL,S,LINE,,2,7,5
LESIZE,ALL,,,20
LSEL,S,LINE,,9,12,1
LESIZE,ALL,,,16,2

ASEL,S,AREA,,1
AATT,2,,1
AMESH,ALL
ASEL,S,AREA,,2,5,1
AATT,1,,1
AMESH,ALL
ALLSEL

K,1000,,, -3
L,1,1000
/VIEW,1,1,1,1
/REPLOT
EXTOPT,ESIZE,1,0
EXTOPT,ACLEAR,1
TYPE,3
MAT,1
ASEL,S,AREA,,2,5,1
APLOT
VDRAG,ALL,,,,,13
TYPE,3
MAT,2
ASEL,S,AREA,,1
APLOT
VDRAG,ALL,,,,,13
ALLSEL
EPLOT
```

附录二：FLAC^{3D} 中硐室动力分析的源程序代码（动载施加于硐室围岩上边界）

```
n
conf dyn
set dyn off
impgrid flac1.flac3d
attach face

mo mohr
prop bulk 4.23e9 shear 4.05e9 ten 8.6e6 fric 38 coh 11.5e6 dens 2760

fix z range z -38.1 -37.9
fix y range y -.1 .1
fix y range y 2.9 3.1

apply szz -31e6 range z 51.9 52.1
apply sxx -39.09e6 range x 49.9 50.1
apply sxx -39.09e6 range x -40.1 -39.9

solve
save static1.sav

model null range group 3
solve
save excavate1.sav

set dyn on
ini xvel 0 yvel 0 zvel 0
ini xdis 0 ydis 0 zdis 0

def setup
    omega = 2.0 * pi * freq
    pulse = 1.0 / freq
end
set freq=100.0 dyn dt=1e-6
setup
def wave
    if dytime > pulse
        wave = 0.0
    else
        wave = 0.5 * (1.0 - cos(omega * dytime))
    endif
end
```

range name bottom z=-38.1 -37.9
range name top z=51.9 52.1
apply squiet dquiet nquiet range top
set dyn multi on
apply szz -20e6 hist wave range top
apply squiet dquiet nquiet range bottom

hist zone smin id 386
hist zone smin id 390
hist zone smin id 394
hist zone smin id 396

hist zone smin id 577
hist zone smin id 581
hist zone smin id 584
hist zone smin id 586
hist zone smin id 588
hist zone smin id 590
hist zone smin id 591
hist zone smin id 592

hist zone smin id 1
hist zone smin id 4
hist zone smin id 8
hist zone smin id 10

hist dytime
hist wave

solve age 0.01
save dyna0.01.sav
solve age 0.02
save dyna0.02.sav
solve age 0.024
save dyna0.024.sav
solve age 0.028
save dyna0.028.sav
solve age 0.03
save dyna0.03.sav
solve age 0.034
save dyna0.034.sav
solve age 0.038
save dyna0.038.sav
solve age 0.04

```
save dyna0.04.sav
solve age 0.05
save dyna0.05.sav
solve age 0.06
save dyna0.06.sav
solve age 0.07
save dyna0.07.sav
solve age 0.08
save dyna0.08.sav
solve age 0.09
save dyna.09.sav
solve age 0.1
save dyna0.1.sav
solve age 0.15
save dyna0.15.sav
solve age 0.2
save dyna0.2.sav
```

附录三：FLAC^{3D} 中矿柱（高径比 4：1）动力分析的源程序代码

```
n
conf dyn
set dyn off
impgrid flac2.flac3d
mo mohr
prop bulk 3.27e9 shear 2.15e9 ten 3.19e6 fric 36.9 coh 10.26e6 dens 3024

fix z range z -.1 .1
set grav 0 0 -10
apply szz -30e6 range z 7.9 8.1
solve
save static2.sav

set dyn on
ini xvel 0 yvel 0 zvel 0
ini xdis 0 ydis 0 zdis 0

def setup
    omega = 2.0 * pi * freq
    pulse = 1.0 / freq
end
set freq=250.0 dyn dt=1e-6
setup
def wave
    if dytime > pulse
        wave = 0.0
    else
        wave = 0.5 * (1.0 - cos(omega * dytime))
    endif
end

range name bottom z= -.1 .1
range name top z=7.9 8.1
apply squiet dquiet nquiet range top
apply szz -20e6 hist wave range top
apply squiet dquiet nquiet range bottom

hist zone szz id 59
hist zone szz id 251
hist zone szz id 31
hist zone szz id 223
hist zone szz id 7
```

hist zone szz id 199

hist dytime

hist wave

solve age 0.001

save stat20dyna30.001.sav

solve age 0.002

save stat20dyna30.002.sav

solve age 0.003

save stat20dyna30.003.sav

solve age 0.004

save stat20dyna30.004.sav

solve age 0.005

save stat20dyna30.005.sav

solve age 0.006

save stat20dyna30.006.sav

solve age 0.007

save stat20dyna30.007.sav

solve age 0.008

save stat20dyna30.008.sav

solve age 0.01

save stat20dyna30.01.sav

solve age 0.02

save stat20dyna30.02.sav

solve age 0.03

save stat20dyna30.03.sav

附录四：Visual BASIC 6.0 中网络学习过程的源程序代码

Private Sub Command1_Click()

```

Dim a1, a2, a3, y1, y2 As Single
Dim W11, W12, W13, W14, W15, W21, W22, W23, W24, W25, W31, W32, W33, W34, W35 As Single
Dim  $\theta$ 1,  $\theta$ 2,  $\theta$ 3,  $\theta$ 4,  $\theta$ 5 As Single
Dim V11, V12, V21, V22, V31, V32, V41, V42, V51, V52,  $\gamma$ 1,  $\gamma$ 2,  $\alpha$ ,  $\beta$  As Single
Dim s1, s2, s3, s4, s5, b1, b2, b3, b4, b5, L1, L2, C1, C2 As Single
Dim d1, d2, e1, e2, e3, e4, e5 As Single

W11 = -0.5: W12 = 0.4: W13 = -0.3: W14 = 0.2: W15 = -0.1
W21 = 0.3: W22 = -0.15: W23 = 0.3: W24 = -0.35: W25 = 0.45
W31 = 0.25: W32 = -0.35: W33 = 0.25: W34 = -0.25: W35 = 0.25
 $\theta$ 1 = -0.35:  $\theta$ 2 = -0.45:  $\theta$ 3 = 0.65:  $\theta$ 4 = 0.2:  $\theta$ 5 = -0.5
V11 = -0.5: V12 = 0.4: V21 = -0.35: V22 = 0.75
V31 = 0.6: V32 = -0.3: V41 = 0.3: V42 = -0.5
V51 = -0.5: V52 = -0.4
 $\gamma$ 1 = 0.35:  $\gamma$ 2 = 0.2:  $\alpha$  = 0.25:  $\beta$  = 0.25

For i = 1 To 10000
    For j = 1 To 19
        If j = 1 Then
            a1 = 0.3: a2 = 0.24: a3 = 0.66: y1 = 1: y2 = 0
        ElseIf j = 2 Then
            a1 = 0.41: a2 = 0.297: a3 = 0.73: y1 = 0: y2 = 1
        ElseIf j = 3 Then
            a1 = 0.82: a2 = 0.185: a3 = 0.38: y1 = 1: y2 = 0
        ElseIf j = 4 Then
            a1 = 0.38: a2 = 0.176: a3 = 0.9: y1 = 0: y2 = 1
        ElseIf j = 5 Then
            a1 = 0.53: a2 = 0.15: a3 = 0.9: y1 = 1: y2 = 0
        ElseIf j = 6 Then
            a1 = 0.315: a2 = 0.241: a3 = 0.93: y1 = 1: y2 = 0
        ElseIf j = 7 Then
            a1 = 0.27: a2 = 0.217: a3 = 0.5: y1 = 1: y2 = 0
        ElseIf j = 8 Then
            a1 = 0.227: a2 = 0.278: a3 = 0.78: y1 = 0: y2 = 0
        ElseIf j = 9 Then
            a1 = 0.3: a2 = 0.204: a3 = 0.5: y1 = 0: y2 = 1
        ElseIf j = 10 Then
            a1 = 0.106: a2 = 0.312: a3 = 0.74: y1 = 0: y2 = 0
        ElseIf j = 11 Then

```

```

    a1 = 0.774: a2 = 0.175: a3 = 0.55: y1 = 1: y2 = 1
ElseIf j = 12 Then
    a1 = 0.36: a2 = 0.246: a3 = 0.5: y1 = 1: y2 = 0
ElseIf j = 13 Then
    a1 = 0.44: a2 = 0.267: a3 = 0.55: y1 = 0: y2 = 1
ElseIf j = 14 Then
    a1 = 0.377: a2 = 0.221: a3 = 0.5: y1 = 1: y2 = 0
ElseIf j = 15 Then
    a1 = 0.38: a2 = 0.217: a3 = 0.5: y1 = 1: y2 = 0
ElseIf j = 16 Then
    a1 = 0.42: a2 = 0.217: a3 = 0.5: y1 = 1: y2 = 0
ElseIf j = 17 Then
    a1 = 0.096: a2 = 0.23: a3 = 0.57: y1 = 0: y2 = 0
ElseIf j = 18 Then
    a1 = 0.37: a2 = 0.241: a3 = 0.5: y1 = 1: y2 = 0
ElseIf j = 19 Then
    a1 = 0.317: a2 = 0.217: a3 = 0.5: y1 = 1: y2 = 0

End If

```

```

s1 = W11 * a1 + W21 * a2 + W31 * a3 - θ1
s2 = W12 * a1 + W22 * a2 + W32 * a3 - θ2
s3 = W13 * a1 + W23 * a2 + W33 * a3 - θ3
s4 = W14 * a1 + W24 * a2 + W34 * a3 - θ4
s5 = W15 * a1 + W25 * a2 + W35 * a3 - θ5

```

```

b1 = 1 / (1 + Exp(-s1))
b2 = 1 / (1 + Exp(-s2))
b3 = 1 / (1 + Exp(-s3))
b4 = 1 / (1 + Exp(-s4))
b5 = 1 / (1 + Exp(-s5))

```

```

L1 = V11 * b1 + V21 * b2 + V31 * b3 + V41 * b4 + V51 * b5 - γ1
L2 = V12 * b1 + V22 * b2 + V32 * b3 + V42 * b4 + V52 * b5 - γ2
C1 = 1 / (1 + Exp(-L1))
C2 = 1 / (1 + Exp(-L2))
d1 = (y1 - C1) * C1 * (1 - C1)
d2 = (y2 - C2) * C2 * (1 - C2)

```

```

e1 = (d1 * V11 + d2 * V12) * b1 * (1 - b1)
e2 = (d1 * V21 + d2 * V22) * b2 * (1 - b2)
e3 = (d1 * V31 + d2 * V32) * b3 * (1 - b3)
e4 = (d1 * V41 + d2 * V42) * b4 * (1 - b4)
e5 = (d1 * V51 + d2 * V52) * b5 * (1 - b5)

```

$$\begin{aligned}
V11 &= V11 + \alpha * d1 * b1 \\
V12 &= V12 + \alpha * d2 * b1 \\
V21 &= V21 + \alpha * d1 * b2 \\
V22 &= V22 + \alpha * d2 * b2 \\
V31 &= V31 + \alpha * d1 * b3 \\
V32 &= V32 + \alpha * d2 * b3 \\
V41 &= V41 + \alpha * d1 * b4 \\
V42 &= V42 + \alpha * d2 * b4 \\
V51 &= V51 + \alpha * d1 * b5 \\
V52 &= V52 + \alpha * d2 * b5
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\gamma1 &= \gamma1 - \alpha * d1 \\
\gamma2 &= \gamma2 - \alpha * d2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
W11 &= W11 + \beta * e1 * a1 \\
W12 &= W12 + \beta * e2 * a1 \\
W13 &= W13 + \beta * e3 * a1 \\
W14 &= W14 + \beta * e4 * a1 \\
W15 &= W15 + \beta * e5 * a1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
W21 &= W21 + \beta * e1 * a2 \\
W22 &= W22 + \beta * e2 * a2 \\
W23 &= W23 + \beta * e3 * a2 \\
W24 &= W24 + \beta * e4 * a2 \\
W25 &= W25 + \beta * e5 * a2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
W31 &= W31 + \beta * e1 * a3 \\
W32 &= W32 + \beta * e2 * a3 \\
W33 &= W33 + \beta * e3 * a3 \\
W34 &= W34 + \beta * e4 * a3 \\
W35 &= W35 + \beta * e5 * a3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\theta1 &= \theta1 - \beta * e1 \\
\theta2 &= \theta2 - \beta * e2 \\
\theta3 &= \theta3 - \beta * e3 \\
\theta4 &= \theta4 - \beta * e4 \\
\theta5 &= \theta5 - \beta * e5
\end{aligned}$$

Next j
Next i

Print "W11=" ; W11
Print "W12=" ; W12

```
Print "W13= "; W13
Print "W14= "; W14
Print "W15= "; W15
Print "W21= "; W21
Print "W22= "; W22
Print "W23= "; W23
Print "W24= "; W24
Print "W25= "; W25
Print "W31= "; W31
Print "W32= "; W32
Print "W33= "; W33
Print "W34= "; W34
Print "W35= "; W35
Print "θ1= "; θ1
Print "θ2= "; θ2
Print "θ3= "; θ3
Print "θ4= "; θ4
Print "θ5= "; θ5
Print "V11= "; V11
Print "V12= "; V12
Print "V21= "; V21
Print "V22= "; V22
Print "V31= "; V31
Print "V32= "; V32
Print "V41= "; V41
Print "V42= "; V42
Print "V51= "; V51
Print "V52= "; V52
Print "γ1= "; γ1
Print "γ2= "; γ2
```

End Sub

致 谢

两年多的硕士生涯如同白驹过隙，转瞬即逝，但它却是我人生道路上的重要驿站。毕业之际，衷心感谢同我一起度过这段光阴的老师 and 同学。

本文是在导师李夕兵教授的悉心指导下完成的。从论文选题到撰写的整个研究过程中，李老师自始至终给了学生亲切的关怀、帮助和精心的指导。李老师渊博的学识、前瞻的学术思想、开阔的研究思路及严谨的治学态度，使学生受益匪浅，是学生终身学习的楷模。在这里我要向李老师致以深深的感谢！

作者在攻读硕士学位期间，赵国彦教授、邓建教授、刘爱华教授、李启月教授等老师给了我很大支持和帮助，在此，对他们一并表示衷心的感谢。在我学习期间，还得到了师兄弟蒋卫东、罗章、凌同华、左宇军、刘志祥、胡柳青、张义平、王卫华、周子龙、刘希灵，马春德、洪亮、王其胜、叶洲元、付玉华、刘广、宫凤强、胡盛斌、李地元、朱卓慧、岩小明、崔栋梁、丁鹏、杨官涛及师姐万国香、谭键、宋友红等的诸多帮助，借此机会谨向他们表示诚挚的谢意。

作者在两年中的硕士生活中，得到了曲萍书记和邓义芳高工的关怀、鼓励和帮助，在此表示真诚谢意。另外还得到了地学与环境工程学院胡祥昭教授的关怀和帮助，在此表示衷心感谢。在论文撰写过程中，我的好友熊靓辉、孔德秀、范舟、杨海燕及王华等也给我了不少帮助，在此深表谢意。

自作者就读本科期间以来，吴超教授、曹平教授、王新民教授、王文星教授等老师就一直在专业方面给予了学生很多的指导和教诲，在这里学生向您们致以深深的谢意！

在此，我还要特别感谢我的家人，是他们多年来始终如一、毫无怨言地支持我，鼓励我，给我以学习动力和前进力量。

最后，再次向所有曾经给予我帮助和鼓励的老师和同学致以最诚挚的谢意！

攻读硕士学位期间主要研究成果

一、 参与科研项目

1. 2004.07~2005.05 河南崔香洼金矿残采矿体采矿方案设计及采空场处理方案设计
2. 2004.07~2004.09 河南洛钼集团有限责任公司三道庄露天矿采空区勘测
3. 2004~2005 国家自然科学基金重大项目“深部岩体力学基础研究与应用”

二、 发表论文

1. 郭雷, 李夕兵, 岩小明. 基于 BP 网络理论的岩爆预测方法. 工业安全与环保, 2005 年第 10 期
2. 郭雷, 李夕兵, 岩小明. 岩爆研究进展及发展趋势. 采矿技术, 2006 年第 1 期
3. 孙学森, 郭雷, 岩小明. 中深孔回收残留矿体与矿柱的应用实践. 采矿技术, 2005 年第 4 期
4. 岩小明, 李夕兵, 郭雷. 地下开采矿岩稳定性的模糊灰元评价. 矿冶工程, 2006 年第 2 期
5. 熊靓辉, 毛先成, 郭雷. 青海采石沟金多金属矿区遥感地质解译. 湖南矿物岩石地球化学论丛, 2005 年
6. 岩小明, 李夕兵, 郭雷. 露天地下开采隔离层稳定性研究. 岩土力学录用

三、 获得奖励:

1. 2003-2004 优秀硕士研究生
2. 2003-2004 优秀研究生会干部
3. 2004-2005 优秀硕士研究生
4. 2004-2005 优秀共产党员