

shenbu hangdao dasongdongquan weiyang
weiyi fenxi ji yingyong

深部巷道大松动圈围岩 位移分析及应用

● 靖洪文 著

中国矿业大学出版社

shenbu hangdao dasongdongquan weiyang weiyi fenxi ji yingyong

25

9

前 言

随着煤矿开采深度的增加,我国已有不少矿井进入深部开采,深部开采出现了一系列新问题,其中由于深埋巷道高应力影响导致巷道围岩普遍处于大松动圈破裂状态,使得巷道收敛变形位移量显著增大,支架损坏严重,巷道维护费用直线上升,有些工程反复维修,已严重影响着矿井的安全生产和正常使用。理论分析及实践证明,深部巷道位移量的大小是衡量巷道矿压显现强烈程度和维护状况的重要指标,是巷道围岩应力、围岩强度和巷道支护三大因素相互作用的最终表现,因此,研究确定深部巷道大松动圈破裂围岩位移机理及巷道合理控制技术显得非常必要。

深部巷道围岩位移量大的主要原因在于深埋巷道高应力大松动圈破裂围岩的非连续变形,巷道围岩破裂后力学性质的复杂性和对应力场变化的敏感性及相关学科发展的滞后性,给研究工作带来极大困难,导致对深埋大松动圈巷道围岩变形机理认识不清,因而对其控制技术、合理支护参数及适用条件不能作出令人满意的结论。

鉴于上述情况,作者近年在从事“峰后岩石力学性质”及“围岩松动圈破裂岩体锚杆支护机理”等研究的基础上,吸收和借鉴了有关非连续体力学、工程地质、岩体测试等有关学科的最新成果,在书中系统论述了不同岩石全应力—应变过程中尤其是峰后岩石体积应变及剪胀力的实测结果,在此基础上分析研究了深井大松动圈破裂岩体围岩与支护相互作用机理,并采用非连续体理论的最新研究成果,分析建立了大松动圈巷道围岩位移模型,对其影响因

前 言

素进行了数值分析,并提出相应的合理控制技术和锚杆支护参数确定方法,最后详细介绍了深井巷道大松动圈的一个工程实例。

本书的写作和出版得到了华安增教授的鼓励、指导和帮助,得到了煤炭科学基金和中国矿业大学建筑工程学院著作出版基金的资助,在此表示衷心感谢。

由于作者水平和时间有限,书中不当之处难免,恳请读者批评指正。

作者

2001年8月

目 录

1	绪论	(1)
1.1	课题研究的意义	(1)
1.2	巷道围岩变形量组成及支护对象的理论分析	(5)
1.3	深部巷道围岩位移研究现状	(6)
1.4	技术路线及研究内容	(16)
2	岩石全应变过程体积应变试验及非连续变形机理分析	(19)
2.1	试验研究设备及方法	(21)
2.2	试验结果及分析	(21)
2.3	岩石全应变过程体积膨胀变形机理分析	(40)
2.4	松动圈非连续变形机理、对策及变形量计算	(43)
	本章小结	(50)
3	岩石全应变过程体积应变与剪胀力试验研究	(51)
3.1	零围压下岩石全应变过程体积应变与剪胀力试验	(51)
3.2	不同围压下大理岩剪胀试验研究	(56)
3.3	深埋巷道大松动圈非连续体围岩与支护相互作用机理分析	(64)
	本章小结	(68)
4	围岩松动圈非连续岩体位移理论分析	(70)
4.1	围岩松动圈非连续岩体模型	(70)

目 录

4.2	围岩松动圈块体非连续变形基本原理	(73)
4.3	方程的求解	(95)
	本章小结	(96)
5	松动圈非连续体位移规律数值分析	(97)
5.1	非连续体数值模拟条件	(98)
5.2	非连续体位移影响因素分析	(100)
5.3	几个问题的探讨	(114)
	本章小结	(116)
6	深部巷道围岩破坏原因分析及合理控制技术研究	(119)
6.1	深部巷道围岩破坏原因分析	(119)
6.2	深部大松动圈巷道合理控制技术的探讨	(127)
	本章小结	(131)
7	深部巷道大松动圈锚杆支护参数设计	(132)
7.1	锚杆支护参数设计方法研究现状	(132)
7.2	大松动圈围岩状态锚杆支护作用机理及支护参数 确定	(137)
	本章小结	(150)
8	工程应用	(151)
8.1	工程条件	(151)
8.2	支护方案与支护参数的确定	(152)
8.3	数值模拟结果分析	(154)
8.4	支护效果实测分析	(156)
	本章小结	(158)
9	结论	(159)
	参考文献	(162)

1 绪 论

1.1 课题研究的意义

随着能源、交通、国防等国民经济各行业的迅速发展,全球性的地下工程的开发利用势在必行。“21 世纪将是地下工程世纪^[1]。”目前军工、冶金、交通、煤炭、水利等各行业地下工程的规模和深度均呈增大趋势,特别是煤炭行业,矿井开采深度还在逐年增加,深部地压越来越突出。目前我国多数煤矿的开采深度已由 20 世纪 50 年代平均不到 200 m,增加到 90 年代的 600 m,相当于平均每年以 10 m 的速率向深部发展;生产矿井 1980 年平均深度为 288 m,而 1995 年平均深度为 428 m,现在已达到 500 m 左右,相当于每年以 8~12 m 的速率向更深部发展。据统计^{[2][3]},我国已有平顶山、淮南和峰峰等 43 个矿区的 120 座矿井开采深度超过 600 m,已经进入深部开采的范畴,其中开滦、北票、新汶、沈阳、长广、鸡西、抚顺、阜新和徐州等矿区 25 座矿井开采深度超过 800 m,而开采深度超过 1000 m 的有开滦矿务局赵各庄煤矿(1159 m)、沈阳矿务局彩电煤矿(1197 m)、新汶矿务局孙村煤矿(1055 m)和北票矿务局冠山煤矿(1059 m)等。因此,可以预计,在今后 10 年内,现有的大部分矿井都将进入深部开采。

深部开采出现了一系列新问题和新的特点。其中,由于岩层压力大,导致巷道围岩状态普遍处于破裂状态,使巷道围岩位移量显

著增大, 支架损坏严重, 巷道返修量剧增, 巷道维护变得异常困难。统计结果表明^{[3][4]}, 由于深部开采引起围岩变形、位移和片帮、冒落、崩塌等安全事故, 占矿山建设、生产事故中总数的 40% 以上, 由此所带来的损失, 仅死亡人数就占矿山百万吨死亡率中的 50% 以上。至于事故发生后的清理修复、加固等所耗费的资金和影响生产所造成的经济损失则以数亿元计, 而且巷道量大面广, 仅煤炭系统就有各类巷道 5 万多公里, 每年用于巷道的支护费用达百亿元以上, 所以煤炭生产建设形式迫切要求对深部巷道支护问题进行深入研究。目前, 深部巷道围岩维护问题已成为煤矿开采面临的重大课题之一, 这一问题已引起世界各国采矿界的高度重视。有关国际学术组织已多次召开了以深部开采为专题的国际会议, 例如 1986 年 6 月, 国际岩石力学学会地层局在原苏联召开了“深部矿井地层控制”国际学术会议; 1989 年 8 月在法国召开了“深部围岩岩石力学与岩石物理学”学术讨论会; 1990 年在英国召开了“软岩工程地质”国际学术讨论会; 1992 年 7 月在澳大利亚召开了“采矿地层控制”国际学术会议等。近年来, 深部开采常常是有关采矿、岩石力学和岩层控制的全国性学术会议和国际会议的重要议题或内容之一。这说明深部开采的巷道矿压控制作为矿山压力与控制的一个新的研究领域, 已经引起了众多学者越来越广泛的关注。

由于深部巷道支护对象是处于地质体中物理、力学性质非常复杂的岩体, 而且地应力状况也极为复杂, 现在众多的巷道支护理论或观点一般又多限于岩石达到极限强度前岩层力学性质的研究, 因而他们虽然从不同角度解释了巷道围岩变形机理, 但对巷道支护围岩变形量定量研究问题的回答始终受假设条件的局限, 所以按照现有地压理论(连续体力学)来分析深部巷道的稳定性则主要存在两个严重的缺陷:

- (1) 计算的位移量远小于实测值(量级之差);
- (2) 不能正确描述支护阻力对围岩大位移的控制作用。

因此目前在巷道支护参数设计中尚没有可靠理论指导而主要靠经验方法确定支护参数,正如第三届国际岩石力学会议综合报告指出:“虽然关于支护结构设计的论著比岩体力学其他课题发表的更多,但实际进展却十分缓慢。不论采矿工程师,还是土木工程师,在设计系统时很大程度上仍然依靠经验。”依靠经验确定支护参数存在着很大盲目性,支护成功的范例是否经济?失败的原因何在?没有评价的标准。

在巷道开挖前,岩体处于三向应力平衡状态,开巷后,破坏了围岩原有的三向应力平衡状态,使应力重新分布,结果一是切向应力增加,并产生应力集中;二是径向应力降低,巷道周边处应力达到零;另一方面围岩受力状态由三向变成近似二向,岩石强度下降许多。如果集中应力值小于下降后的岩石强度,围岩将处于弹塑性状态,围岩可自稳,不存在巷道支护问题。如果相反,集中应力值等于下降后的岩石强度,围岩将发生破裂,这种破裂将从周边开始逐渐向深部扩展,直至达到另一新的三向应力平衡状态为止。此时围岩中出现一个破裂带,这个破裂带称为围岩松动圈^[5],它有一个发生、发展和稳定的过程,稳定后的围岩松动圈厚度值反映了围岩应力、围岩强度等共同作用的结果,其外是塑性极限平衡区及弹性区。因此,当巷道位于深部高应力区或软岩中时,巷道掘出后,即使在临时支护的条件下,因支护抗力总是比较小,围岩破坏也不可避免,在巷道周边就形成较大的破裂区^[6~9],即围岩松动圈人们还无法阻止其产生,如图 1.1 和图 1.2 所示。

松动圈尤其是深部大松动圈软岩巷道^[10~14]($L_p > 1.5 \text{ m}$)的出现致使巷道维护极为困难,支护费用直线上升,例如开滦矿务局赵各庄煤矿、淮南矿务局谢桥煤矿、新汶矿务局孙村煤矿、义马矿务局常村煤矿等深部大松动圈软岩矿区每米巷道工程(断面 $15 \sim 20 \text{ m}^2$)支(维)护费用达到 2 万多元,有些工程反复维修,甚至不得不停产待修,严重影响了煤矿的安全生产。在煤矿中巷道掘出后仅

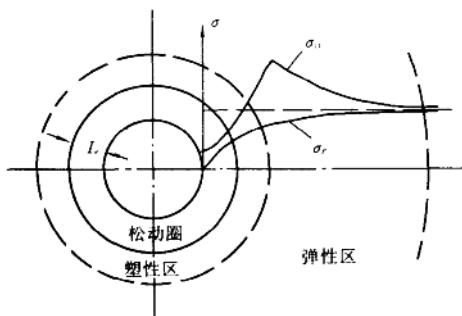


图 1.1 理论分析围岩状态

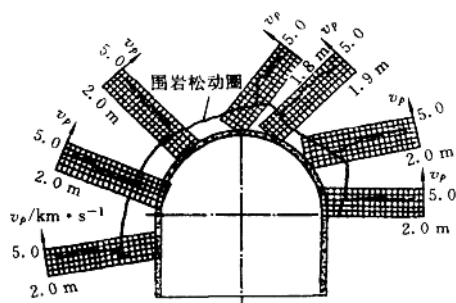


图 1.2 超声波实测松动圈

3 个月就完全垮塌塌的现象已习以为常^[2]。

巷道冒顶, 支架破坏等事故严重地影响和威胁着煤矿的安全生产。这些情况说明现有巷道地压理论尚未揭示巷道围岩变形失稳的机理, 支护形式、支护设计尚不能适应巷道的实际受力情况。大量的现场测试结果表明: 一般煤系地层中松动圈是普遍存在的,

即使处于低应力场中的巷道,围岩在地应力作用下也难以自稳,一般也要出现中、小松动圈,小的20~30 cm,大的超过300 cm。煤矿生产中大量的地下岩石工程都在围岩破坏和破坏发展中支护^[15~19,90],尤其是深部大松动圈软岩巷道围岩收敛变形量以数十毫米至数百毫米计,这样大的变形量不可能在围岩破裂前发生而主要是岩体破坏后体积膨胀引起的。巷道支护控制的主要对象正是这些破裂岩体形成、发展过程中的非连续变形,巷道地压的显现也是破裂岩体的力学表现,围岩与支护的相互作用也正是发生在破裂区内。所以近年来越来越多的采矿专家认为^[20~23],必须重视和加强研究岩石破坏后的力学性质,从而建立与客观实际相符的力学模型和新的巷道支理论。

然而,尽管人们已经认识到了岩石破裂后力学特性研究的重要意义和应用价值,提出了一些新的观点和理论,并解决了一些工程问题^[24]。但由于岩石破裂后的力学性质呈现出强烈的非线性、非连续特征,因而研究受到实验设备条件,数学、力学工具等的制约,至今对围岩破裂后岩石非连续变形特性或者说围岩松动圈在发生、发展过程中的非连续变形机理研究得还很少。然而深部巷道围岩变形机理研究又直接关系到深部地下工程的安全性、可靠性和经济性,所以深入研究深部大松动圈软岩巷道非连续体位移变形机理,从而制订出相应的围岩控制技术就显得尤为重要。

1.2 巷道围岩变形量组成及支护对象的理论分析

现场实测资料几乎全部反映出巷道围岩表面和深部的位移都有向巷道内移进的情况,但有时内移速率快,有时速率慢。深部巷道开挖引起的围岩力学形态是很复杂的过程,它与地质条件、施工方法、支护形式等多种因素有关,但是围岩变形与位移乃是围岩力学形态变化最直接的体现,支护系统的破坏或坍塌,都是围岩变形

发展超过某一限度的结果。因此,深部巷道围岩变形量的大小是衡量巷道矿压显现强烈程度和维护状况的重要指标,是巷道围岩应力、围岩强度和巷道支护三大因素相互作用结果的最终表现。

巷道开挖后,一般总要引起巷道周边围岩的收敛变形位移,所以研究其变形组成和机制,预测其变形规律、特征和变形量值,以便合理确定支护形式和参数,最大限度地利用围岩自身支撑能力,避免目前深部大松动圈软岩巷道中经常遇到的支护多次破坏和频繁返修的困难局面,具有重要的实用价值。围岩位移量主要有围岩弹性变形位移、塑性变形位移、破裂膨胀变形位移和遇水膨胀变形位移,一般可用下式表示:

$$\sum U = U_{弹} + U_{塑} + U_{破} + U_{水} \quad (1.1)$$

式中 $U_{弹}$ 与 $U_{塑}$ 是在安设支护前就发生了,并且它的量很少,其量不足以充填支护与围岩的安设空间,因此这两种变形位移不能构成实质上的支护压力。一般情况下假设围岩遇水没有明显膨胀变形位移,则据此可推断大松动圈巷道围岩变形位移量主要是由围岩破裂后大松动圈内非连续体沿破裂面张开、转动、滑移等所造成的。该部分位移量不同于连续介质以质点方式向巷道内位移,而是以岩块作为基本单位,它既有岩块内部质点的移动,又有岩块的整体移动,大量的现场深基点位移实测结果充分证明了这一点。

上述公式(1.1)中前三部分围岩变形位移对煤矿巷道来讲是普遍的,而松动圈内岩石破裂膨胀位移占绝大部分,因此,限于时间和精力,本书重点对岩石破裂后非连续体位移进行探讨。

1.3 深部巷道围岩位移研究现状

多年来,各国岩石力学及采矿学者广泛地研究了由于地下工程开挖而引起的巷道围岩变形位移问题,其主要研究方法可以归纳为以下三类:一是借助连续介质力学方法;二是近年发展起来的

非连续介质力学方法；三是建立在实测基础上的围岩变形经验公式法。

1.3.1 连续体力学研究方法现状

巷道围岩变形量求解实质是地下工程巷道支护问题。尽管这一问题研究历史悠久,并且其间随着科技水平的发展及人们对采矿活动的认识大致经历了古典自重理论、松散体支护理论、弹塑性、粘弹塑性理论及近年来出现的一些新的分析模型。实践已经证明^[24],按古典自重理论设计巷道支护只有在浅部松散软弱岩体中才有可能。而对松散体支护理论,大多数学者认为它把岩体统归于松散体不符合多数岩体的实际情况,而且只认识到岩体自重应力而未考虑地质构造应力,因而其适用范围是很小的。弹塑性支护理论认为^[23~26,36]塑性区的形成和移动是产生地压的原因,用支架(护)阻止塑性区的发展是控制地压的措施,而且它又把成熟的弹塑性体理论用于地压研究,为地压问题建立了数学、力学解,因而影响较广,尤其是大型计算机的应用,能计算更复杂的地压课题,很多学者致力于完善它,但该理论假设围岩为弹塑性状态,即在弹塑性区内无论应力、变形以及位移都认为是均质、连续变化的,并且认为支护可以使围岩保持这一状态。然而实际上由于岩体节理、裂隙和弱面的大量存在,有些工程的围岩根本不是弹塑性体,而且支护由于架设在时间上的滞后性和支架与围岩周边的不密贴性,架设时必然与巷道周边围岩有较大的空间,致使其不可能在围岩弹塑性变形阶段起到支护作用。这就限制了该理论的应用,尤其是在深部高应力或软岩中应用它,不可能得到满意的结果。

自20世纪60年代以来,由于采矿深度和广度大为增加,为水电、交通、国防服务的地下硐室数量和规模也大大增加,遇到的工程地质条件更为复杂,尤其是煤矿高应力深部大松动圈软岩巷道工程的稳定性问题,一直是长期困扰煤炭工业发展的关键性技术问题,也是当今尚未很好解决的世界性难题。近40年来,世界各国

的专家学者都为此作过不懈的努力,人们不仅建立了多种新的分析模型和各类弹、塑、粘性计算方法,并采用室内实验、原型观测与现场监控等手段,使岩体稳定理论与实践都得到了很大的发展,解决了一些工程中的实际问题。陈宗基教授^[27]、孙钧教授^[28]、朱维申研究员^[29]等众多学者采用物理模拟和数值模拟方法从岩石弹塑粘性(流变学)角度来分析解释巷道围岩破坏失稳的原因,认为巷道围岩应力是流变变形地压;孙广忠教授^[30]等则研究岩体节理、裂隙的结构变形效应;王仁教授^[31]等把围岩作为粘性流体进行研究并建立了等价本构关系;谢和平教授^[32]等则从岩石损伤角度解释、分析了巷道大变形的机理;何满潮教授等^[33,34]则将工程地质和现代软岩科学结合起来,提出了非线性光滑大变形有限元法处理巷道工程问题,并提出了锚杆三维优化理论。伴随着计算机的应用而发展起来的现代力学数值分析方法,由于可以模拟岩体材料和构造的各种特性和施工过程,易于改变参数重复计算等特点,因而出现了有限元、边界元、反演分析等方法,目前很多文献论述了这些观点及解决的一些工程;但由于研究问题的难度大,尽管众多学者研究巷道支护理论,当前的研究成果仍难以定量分析大松动圈软岩巷道变形破坏机制及用于支护参数设计,即使目前国际流行的新奥法(NASM)^[35],其常用方法也是采用经验统计类比方法作事先设计,在施工中通过监测数据,按其发展规律来调整支护参数,而在设计理论上还很不成熟。究其原因可能在于现有的巷道地压理论主要借助于连续体力学方法和理论,而连续体力学理论则一般将岩体视为连续体,这样一来,众多学者往往把研究局限于物体(岩体)破坏前的力学规律的研究,对岩体破坏过程及破坏后的变形规律研究很少。这可能主要是因为目前还缺乏一种描述失稳材料力学行为的得力数学、力学工具,一旦材料处于破裂后的失稳状态(非连续)则不仅数值求解困难,而且连方程求解也遇到了极大障碍。因而用现有巷道支护理论(连续介质理论)求出的巷道周

边位移与实测位移往往相差几十倍,甚至几百倍,说明现有巷道地压理论尚未揭示巷道围岩施予支架上的应力来源,急需开辟新的研究路线。

实际上,由于巷道开挖后围岩应力重新分布,支护所能提供的阻力与原岩应力相比是微不足道的,因此,当巷道掘出后,在巷道周边就形成较大的松动圈(破裂区)。松动圈内的岩体已被裂隙切割,其内聚力(破裂面粘结力)趋近于零,内摩擦角亦有所降低,岩体强度明显削弱而且出现不连续变形,它已不符合弹塑性区连续性的假设,因此,采用连续介质力学来研究则其研究结果不能揭示其物理力学本质,由此而建立在连续介质力学基础上的经典方法带有相当大的局限性,本构模型也存在着许多与实际工程情况不符的结果,从而促使人们转而探索另一种建立在非连续介质力学基础上的新手段。

由于人们认识到把岩石工程处理为连续介质具有很大缺陷,所以自 20 世纪 70 年代以来人们着手从非连续介质去研究岩体。近年来出现两种新思路,一是采用“等效连续体”研究非连续岩体问题;二是采用非连续体力学进行研究。

1.3.2 等效连续体模型研究现状

“等效连续体”法例如材料参数等效法^[37]、能量等效法^[38]、变形等效法^[39]、复合体等效法^[40]等。它的基本思路是在考虑岩体本构模型时,根据一定的等效原则,笼统地考虑“节理”对岩体力学特性的影响,将整个节理岩体均匀化,连续化,实质是将工程规则的节理岩体(非连续体)看作是由各向同性的岩石单元与等效各向异性的节理岩石单元构成的统一体,破坏单元非连续等效为均质连续体,从而得出一套本构关系,然后再利用数值分析得出整个岩体的力学特性,并且这种等效以弹性模型为多。

近年来,朱维申研究员^[41]针对上述方法存在的问题提出“节理单元集合体的等效连续模型”(见图 1.3),通过详细地研究节理

岩石单元的变形、强度特性,假设等效连续体与节理岩石单元在同样荷载作用下变形相等,由此推导出等效体与节理岩石单元之间的材料常数关系,从而建立起该单元的等效本构关系,进而对典型单元体进行有限元分析,最后得出该单元体的力学特性,并分别从变形和强度两方面建立相应等效公式,如表 1.1。

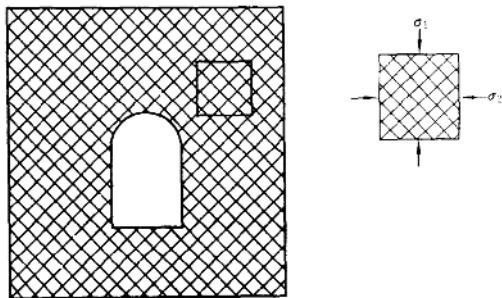


图 1.3 洞周节理岩体图

表 1.1 等效连续体模型原理

形式	原型	等效连续模型
几何形式		
模式	不连续体	等效连续体
变形特性	总变形为岩石变形与节理变形之和	变形等效,即与原生节理岩石单元在同样荷载作用下变形相等
强度特性	沿节理面破坏时使用节理面控制强度;沿完整岩石部分破坏时使用岩块强度	强度等效,即保证被大小的原型同时达到破坏

1.3.3 非连续体变形研究现状

为了更好地研究地下工程节理化非连续岩体问题,必须充分考虑岩体的非连续性。从这点出发,很多学者采用不同方法形成了多个学派。大体可归纳为三个学派:

1. 离散单元法

它是在1971年由P. A. Cundall提出的^[42,43],是为计算节理及块状岩体的非连续变形而发展起来的。离散元的主要特点是把岩体考虑为一种被节理及层面所分割的离散块体的集合体,块体与块体之间通过块体的边缘和角隅相互接触和联系,实现力的传递和平衡。计算以动力学为基础,用显式差分方程解静力平衡方程,它不需要繁复的刚度矩阵运算,通过接触面的挤压、分离、滑移和旋转等状态的变化,实现接触力系的平衡,并确定块体的变形和应力。这种方法计算简单,但由于建立的是一组显式方程,用中点有限差分方程求解,不能将块体接触条件直接引入矩阵求解,使之存在一些不确定因素,缺乏理论严密性,计算中力系不能完全平衡,精度较差^[44~46]。

2. 刚弹元法

这是由川井忠彦提出的^[47,48]把岩体看作为刚体和弹簧组成的系统(简称RBSM),它根据岩体实际结构是不连续的、非均质的介质,认为岩体被软弱结构面切割成形状不一、大小不等的各种各样的岩块(见图1.4),软弱结构面刚度较小,其变形较大,对岩体稳定起控制作用,而岩块刚度很大,相对于软弱结构面来说,其变形可忽略,即岩块可看作刚体,

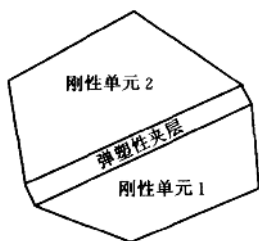


图 1.4 刚弹性夹层模型

刚体本身不能破坏,破坏只能发生在刚体间连接处。它实际上是有

限元的简化,近年来国内一些学者也对此进行了研究^[19,50]。

3. 块体力学

这是在1969年由D. H. Trollope提出的^[51]。1976年P. A. Goodman等采用赤平投影方法分析了岩体在弱面上的稳定性^[52]。1977年石根华提出了在赤平投影图上判断可动块体的方法^[53],使该理论系统化。此后他又用矢量代数作了研究,1984年他提交的“不连续变形分析”论文中进一步分析了岩体的应力应变^[54,55]。非连续变形分析(DDA, discontinuous deformation analysis)方法是近年发展的能分析裂隙岩体的一种较好的计算方法。它用一种不同于有限元的块体元来模拟被裂隙切割成具体形状的块体系统,在这个系统中块体是通过裂隙结构面的接触联成整体的。这种方法的计算网络与岩体的物理网络相一致,每一个计算网络覆盖一块被裂隙切割的块体,各块体相互独立,计算上是不连续的。但块体之间在力学上的连续性则取决于裂隙的变形条件:当裂隙滑动(剪切破坏)或开裂(拉力破坏)时为不连续;当裂隙不错位及闭合时为连续。因此,用这种方法来模拟岩体可以反映岩体的连续或不连续的具体部位。

非连续变形分析方法用隐式方程,它类似于有限元,所不同的是它引进了运动方程,用最小势能原理把块体间的接触问题和块体本身变形问题统一到矩阵中求解,理论严密,精度较高,特点之一是变形的不连续性,另一特点是计算中引入时间因素,即考虑变形有一时间过程。对动力问题,荷载位移均与时间有关;对静力问题,荷载和时间无关(为常数),位移和时间有关。块体系统非连续变形分析(DDA)在满足弹性理论基本方程条件下能够反映出岩体变形的不连续性,既具有有限元理论基础的严密性,又具有离散元可计算块体大位移的特点。

类似的理论及应用有过很多论述。各学派各有特色,均解决了一些实际工程问题。但是,迄今尚未看到有关对深部围岩破裂岩体