

摘要

在我国，随着国民经济的飞速发展，隧道工程建设得到大力的推进，同时，我们也看到了新的问题。由于地质条件、地形条件、气候条件和设计、施工、运营过程中各种因素的影响，不少公路隧道衬砌背后的围岩产生各种各样的缺陷，导致隧道建成后，出现各种各样不同程度的病害，这给公路运输带来了安全隐患。

为了维护隧道的结构安全，保证公路安全畅通，保护人民群众的生命财产安全和地区的经济发展，本文利用模型试验结合数值模拟的方法研究隧道拱顶衬砌背后和隧道边墙背后存在空洞或者破碎围岩的情况下，衬砌在侧压力系数 λ 为 1.5, 1, 0.5 的应力场中，其形变及产生病害的过程与特点，总结隧道衬砌破坏规律；另外，还探讨了对存在缺陷的围岩处治后，隧道衬砌在不同应力场中的变形、形成病害直到完全破坏的过程与特点，并评价处治方法对隧道极限承载能力的提升效果。

将本文成果反馈到隧道的建设和管理中，这为今后隧道病害处治的研究提供了借鉴和参考，对减小隧道病害的危害，提高隧道运营的安全性，保障公路运输的通畅性具有重要的意义。

关键词：隧道，空洞，破碎围岩，模型试验，病害处治

Abstract

In our country, with the rapid development of the national economy, the tunnel project has been vigorously pushing forward, at the same time, we also see the new problems. Due to geological conditions, terrain conditions, climate conditions and design, construction, operation process of the impact of various factors, many roads surrounding the tunnel lining behind the rise to various types of defects, leading to the tunnel completed, lead to various varying degrees of disease, which has brought to the road transport safety.

In order to maintain the structural safety of the tunnel to ensure the smooth flow of road safety, the protection of people's lives, property and the steady development of regional economy, this paper combines the use of model test of the method of numerical simulation of the tunnel vault and tunnel lining behind the wall behind the existence of empty or broken surrounding rock, the lining of the lateral pressure coefficient λ for 1.5, 1, 0.5 of the stress field, the deformation and production of disease and the characteristics of the process of summing up the law of the tunnel lining damage; In addition, the existence of defects on the treatment of rock, the tunnel lining at different stress field in the deformation, the formation of disease until the full and characteristics of the process of destruction, and to evaluate treatment methods on ultimate bearing capacity of the tunnel effect of the upgrade.

In this paper, the results will be fed back to the tunnel construction and management, this tunnel for the future treatment of diseases research and reference from the tunnel to reduce disease hazards, the tunnel operators to improve safety, protect the patency of road transport is an important significance.

Key words: Tunnel, empty, broken rock, model test

论文独创性声明

本人声明：本人所呈交的学位论文是在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除论文中已经注明引用的内容外，对论文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本论文中不包含任何未加明确注明的其他个人或集体已经公开发表的成果。

本声明的法律责任由本人承担。

论文作者签名：

年 月 日

论文知识产权权属声明

本人在导师指导下所完成的论文及相关的职务作品，知识产权归属学校。学校享有以任何方式发表、复制、公开阅览、借阅以及申请专利等权利。本人离校后发表或使用学位论文或与该论文直接相关的学术论文或成果时，署名单位仍然为长安大学。

（保密的论文在解密后应遵守此规定）

论文作者签名：

年 月 日

导师签名：



年 月 日

第一章 绪 论

1.1 概述

公路隧道作为高速公路快速发展不可或缺的地下工程，在世界各国尤其是发达国家得到了广泛的应用。在我国，随着国民经济的飞速发展，隧道工程得到大力的建设。近几年，我国铁路隧道和公路隧道分别以每年 300km 和 150km 甚至更快的建设速度增长，并且现已建成或正在修建的秦岭终南山隧道（18.2km）、大坪里隧道（12km）、包家山隧道（11.2km）、雪峰山隧道（6890m）、铜锣山隧道（5197m）、华蓥山隧道（4706m）、鹧鸪山隧道（4400m）、泥巴山隧道（8000m）等长大隧道彰显了我国隧道建设的巨大规模。在 2009 年，为应对国际金融危机的冲击，两会制定出台了两年 4 万亿元的经济刺激方案——其中 1.8 万亿的基础建设投资，这拉开了我国有史以来最大规模投资建设的序幕，公路隧道也将迎来新的建设高潮。

在这样特殊的历史条件下，隧道建设如火如荼的同时，我们看到了新的问题。由于地质条件、地形条件、气候条件和设计、施工、运营过程中各种因素的影响，隧道衬砌背后的围岩生成各种各样的缺陷譬如空洞、破碎围岩、解理发育等，导致隧道建成后，出现各种各样不同程度的病害，相当一部分隧道甚至出现比较严重的病害，比如衬砌裂损、变形、掉块、隧道渗漏水、基底下沉和底鼓等。病害的存在会影响交通质量，威胁到隧道内行车的安全，缩短公路隧道的维护周期和使用寿命。隧道内多次发生因隧道衬砌裂损、剥落、掉块而导致严重的交通事故，对人民的生命财产安全和社会的经济发展都构成巨大威胁^[1,2,3]。

为了维护隧道的结构安全，保证公路安全畅通，保护人民群众的生命财产安全和地区经济的稳定发展，围岩缺陷给隧道的结构安全带来巨大的隐患，对其进行及时合理的处治是当今我国隧道建设面临的一项重大任务。本文通过模型试验结合数值模拟的方法研究衬砌背后空洞和破碎围岩对公路隧道结构安全性的影响，探讨其病害形成的规律；随后，针对围岩缺陷施以处治措施，治理病害，并评价处治措施对隧道安全性提升的效果。这对于减小隧道病害的危害，提高隧道结构安全性具有重要的意义。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 公路隧道病害现状

目前，我国高速公路隧道普遍采用新奥法设计施工技术，隧道主体结构以锚喷支护

和模筑混凝土复合衬砌结构为主流形式。具体的隧道设计往往是直接根据围岩分类，套用经验进行设计，而对于深埋、偏压及塑性地压的隧道往往会因不适应实际应力场而发生破损或破坏，从而产生一系列病害在施工过程中由于施工单位的技术水平和围岩性质多变常产生超、欠挖。超挖回填往往不密实而在衬砌背后形成空洞，改变了衬砌的受力状态；欠挖则再次扰动围岩。而且超、欠挖产生巨大的应力集中（可达初始应力值的十几倍）使围岩产生较大的变形和位移，导致围岩物理力学性质的恶化，严重影响结构的耐久性。施工浇筑混凝土时容易产生二衬强度不足、二衬厚度不均，以及拆模过早产生裂纹、混凝土本身缺陷等也会造成隧道结构的破损、破坏和耐久性降低。国内外均有因工程病害而使隧道出现破坏，影响行车安全和中断交通的报导^[2,4]。

关宝树^[45]根据病害成因将病害分为外力引起病害、材料劣化病害、其他病害三大类，并根据形成机理将每类病害细分为若干小类，并对每小类病害的病害特征、形成机理、病害具体形态等进行了详细的定性说明。代高飞，郑立煌^[46,47]对目前隧道常见病害调查的病害成因、特征都做了详细的综述与说明。余健，何川^[48]等根据关宝树文献，将隧道病害分成了竖直荷载、塑性荷载、偏压坡面蠕动三类，并将该三类病害分成了四个等级，并提出了不同等级的病害处治措施，并利用有限元方法对竖直荷载的治理方法进行了验证。黄镇南^[49]通过对隧道的选址、地质条件所致病害以及隧道遗留病害的成因分析，提出病害的预防和整治措施。

1.2.2 公路隧道维护加固的研究现状

在国外，高速公路发达的国家其公路建设及管理部门十分重视对隧道维护加固的基础和应用研究工作，在许多国家各级建设管理部门根据本地区或部门的特点，在开展大量应用研究的基础上，已形成制度性，建立了相应严格的章程。在法国和德国等隧道较多的国家，采用地质雷达、红外线测试和光谱分析试验等无损伤检测技术对隧道衬砌进行检查已经引起了隧道工作者越来越大的兴趣。日本在近年组织进行了多项有关公路隧道长期安全性评价和维护加固对策的专题研究，在此基础上形成的《公路隧道维护管理便览》，对高速公路隧道的安全性评价和管理维护加固提供了重要的指导作用。

巴顿根据约 200 座欧洲隧道资料为基础进行统计分析，提出了围岩分类和相应支护结构的建议^[32]。日本在大量分析隧道病害的基础上，提出了隧道病害的典型形式，并对隧道病害进行了分级，整理出了《隧道变异对策设计手册》、《隧道维修管理手册》等，为隧道病害的分类及治理提供了大量有益的参考。

目前，国内对于铁路隧道有过一定的探索和经验，但对于公路隧道的整治还停留在比较低的水平，不仅相对国外隧道工程的病害整治是比较落后的，就是与国内其它工程的病害整治相比也是比较落后的。

建成于 1972 年的襄渝线大巴山隧道，隧道选址区地质和水文地质条件恶劣，褶皱、断层、节理和裂隙十分发育，仅穿越洞身的断层就达 33 条之多，加之隧道建设所处的非常历史时期，在设计和施工方面存在诸多欠缺，进而为今天的病害埋下了众多隐患。大巴山隧道运营 30 余年后，病害十分突出，主要有洞身渗漏水、衬砌破坏、基底翻浆冒泥等。有关部门曾于 1977 和 1984 年进行过两次大规模整治，耗资巨大，但仍未彻底根治，影响正常运营^[7]。因此对运营中的隧道维护加固工作的研究与应用显得至关重要，2000 年铁道部启动对襄渝线的扩能工程，加大对其整治的工作力度。

1.2.3 模型试验的研究现状

米开朗基罗（Michelangelo）曾富有诗意地说过：“模型是最神圣的财富，可以授予每一位从事建筑的人”。隧道构筑过程是一个极为复杂的过程，在设计上还停留在半经验的状态，由于围岩的千差万别，存在各种非线性特征，围岩的应力与位移发展规律至今还未能很好地掌握。理论研究结果也还只能定性地采用。而隧道模型试验由于其能够真实、全面、直观、准确地反映地质灾害对隧道围岩支护体系各方面的变化和影响，已成为研究隧道病害的一个重要手段。它的理论基础是相似理论，国内外利用模型试验进行结构研究的实例很多。如西南交通大学土木工程学院隧道与地下工程系进行了浙江金丽温连拱公路隧道综合修建技术研究的模型试验、铁山坪隧道模型试验、双洞小净距隧道设计施工关键技术研究模型试验等，重庆交通科研设计院进行了隧道顶部溶洞影响围岩稳定性的模型试验研究，淮南矿业学院建筑工程系地下工程结构研究所进行了软弱围岩复合式隧道衬砌模型试验研究等。用模型试验的方法对隧道及地下工程进行力学行为方面的研究，国内外已经取得了不少的成绩，其理论与方法已日趋完善。

1. 模型材料

正确地选择模型材料是能否正确模拟原型的关键，在地质力学模型试验发展的几十年里，国内外的科研机构开发出了各种配比的模型材料，它们具有不同的力学特性和优缺点，并且在实际应用中都取得了一定的成果。

意大利等国家的科研单位采用的地质力学模型材料主要有两类。一类是采用铅氧化物(PbO 或 Pb_3O_4)和石膏的混合物为主料，以砂子或小圆石作为辅助材料。另一类模型

材料主要以环氧树脂、重晶石粉和甘油为组分，其强度和弹模均高于第一类模型材料，但是需要高温固化，其固化过程中散发的有毒气体也会危害人体的健康。

赵震英（1995）^[21]研制了采用砂、石膏作为主要材料，其余材料为添加剂的模型材料。

韩伯鲤（1997）^[22]开发了一种新型的模型材料，该材料的粗骨料使用加膜铁粉和加膜石英砂。加膜用的胶粘剂为氯丁橡胶溶剂，细骨料为重晶石粉，胶结剂为松香酒精溶液。该相似材料的变形模量的范围在 60~300MPa 之间，属于覆盖面较广的低弹模材料。其容重的范围在 22~40kN/m³ 之间，属于可调整的高容重材料。而泊松比的变化范围为 0.22~0.24，基本上保持不变，是一种较为理想的地质力学模型材料。

马芳平（2004）^[23]所在的清华大学水利系水电站课题组为了克服现有模型材料无法模拟高容重材料、性质不稳定、容易生锈及成本过高的缺陷，经过上千次试验，研制成功一种新型地质力学模型材料——NIOS 地质力学模型材料。NIOS 模型材料中含有主料磁铁矿精矿粉、河砂、粘结剂石膏或水泥、拌和用水及添加剂，NIOS 就是这种材料主要成分的英文缩写。作为一种新型的地质力学模型材料，NIOS 模型材料可以模拟较大的容重，其弹性模量和抗压强度等主要力学指标可以在比较大的范围内进行调整，配制也比较方便，并且其物理化学性质比较稳定，成本低廉，没有毒性，对操作人员的身体健康和环境没有危害。

2. 隧道模型试验

60 年代，以 E·Fumagalli 为首的专家在意大利结构模型试验所（ISMES）开创了工程地质力学模型试验技术，试验研究范围从弹性到塑性直至最终破坏阶段。

今田辙、猪熊明（1982）^[20]取代传统的二维模型试验，进行了三维模型试验以调查隧道所受的外力以及隧道周边地层中的应力状态。试验结果表明：如果使用适合的试验地层材料，对研究隧道土压力问题是一个有效的方法，对于开挖面附近地层中的应力状况进行了区域划分，记述了它们各自的特征，从概念上明确了应力重分布的机理。

王明年（1996）^[25]通过大比例尺模型试验与有限元相结合的方法对隧道仰拱的力学行为进行研究。结果表明：隧道仰拱对提高隧道结构的承载力，抑制围岩内塑性区的扩展，约束隧道洞周位移的发展及提高衬砌结构安全度等方面都有非常重要的作用。

蒋树屏（2002）^[26]通过对某二车道公路隧道在 3 种不同围岩条件下的大型相似模型实验，研究了二车道公路隧道围岩在隧道施工中的位移发展过程、隧道围岩最终位移及围岩的稳定性，并对依托隧道工程施工进行了指导。

王成平（2004）^[6]应用相似理论，以重晶石粉、石英砂及凡士林为基材，对不同配比(重量比)的合成材料进行了密度、强度、弹模及泊桑比的测定试验。在成功选取基本能模拟 I、II、III类围岩的合成材料后，采用不同密度的该合成材料设置了具有不同研究内容的 8 个单拱隧道模型和 4 个连拱隧道模型。通过模型试验，对隧道围岩的压力场分布、变形特征、衬砌压力与支护时机的关系、施锚的效果、连拱隧道的开挖次序、连拱隧道的合理断面及破坏形态等作了较为深入的分析研究。采用特定的河砂作为模型材料设置 6 个模型，对围岩的渗水力学问题进行了模拟。在此基础上，提出了破碎围岩单、连拱隧道的合理开挖方法，并用三维有限元进行了数值分析。提出的破碎围岩单、连拱隧道施工方法，待试验条件改善后，其合理性可通过模型试验进行验证。与此同时，破碎围岩的蠕变特性有待在模型上作进一步的分析研究。

林刚（2005）^[27]以几何相似比 $C_L=20$ 和容重相似比 $C_\gamma=1$ 为基础相似比，以围岩类别进行分组，实现在弹性范围内各控制性物理力学参数的全相似性，对围岩特征、物性、原始地应力场、支护结构刚度和支护时机、开挖步骤进行了严格的相似模拟，完成了II、III、IV类三种围岩，三导洞、中导洞半断面和中导洞全断面三种施工方法共9组的连拱隧道施工全过程相似模拟试验；并对其中7组施工结束后的结构体系进行了安全性相似模拟试验；最后完成了II、III、IV类三种围岩不同配筋率共7组的二次衬砌长期安全性相似模拟试验。对双向4车道双连拱公路隧道施工全过程、隧道建成初期系统安全性和隧道长期安全性进行全面系统的研究。

兰宇（2005）^[5]以室内相似模型试验的方法为主进行研究，室内相似模型试验按相似理论对衬砌原有结构、缺陷形式、加固结构、地应力场等进行相似模拟。试验在围岩条件下对隧道加载至隧道产生病害并对其采取相应的加固对策进行加固，加固后加载至结构破坏。通过隧道原有结构和加固后结构的承载能力评价相应维护加固对策的效果。对高速公路隧道维护加固模型试验结果的分析研究，得出了缺陷形式对隧道衬砌结构承载力的影响和隧道维护加固对策的适用性。

来弘鹏（2007）^[11]针对软弱围岩公路隧道理论研究不足的现状，通过基于相似理论的模型试验、基于有限元理论的数值仿真、基于连续体的结构优化理论、现场实测及理论分析等手段对软弱围岩公路隧道结构性能进行了全面系统的研究。系统开展了基于先加载后开洞思路的不同应力场单拱、连拱隧道模型试验，并对不同应力场软弱围岩公路单拱、连拱隧道结构进行了安全性评价，提出了简单实用的软弱围岩公路隧道初始应力场确定方法。

1.2.4 数值分析方法研究现状

随着高性能电子计算机的出现、岩土介质本构关系研究的进步以及计算技术的相当完备，地下工程的数值仿真研究有了很大的发展。Kuihawy (1975) 用有限元法探讨了几种因素对地下洞室受力变形的影响和开挖面附近隧洞围岩的三维应力状态，开始将力学分析引入非连续岩体和施工过程的计算。进入 80 年代以来，数值计算技术有了更快的发展。Hisatake (1982) 利用边界元方法分析浅埋隧道掘进引起的三维地面沉陷，考虑了掘进速度和隧道开挖面位置的影响，由所得的分析结果提出了一个计算多层粘弹性地层沉陷的简便方法。1997 年在德国汉堡召开的第四届国际土力学与基础工程会议上，也介绍了一些用有限元方法对软土隧道的计算分析工作。

我国学者在地下洞室及隧道结构的数值仿真方面开展了大量的工作，并不逊于国际水平，孙钧等人进行了深层隧洞围岩的粘弹塑性分析和大断面地下结构的粘塑性分析。沈珠江用剑桥模型分析了上海地铁隧道的土体位移。李世辉编制边界元法程序对围岩的稳定性问题进行分析，而且运用系统科学的原理对围岩的稳定性影响因素分析、数值计算评估和设计思想等方面进行了探索。

赖金星 (2003)^[28]应用有限元程序对墩山隧道进行了仿真分析，模拟其施工过程中的受力性态，获得了有关连拱隧道在施工过程中围岩和支护体系的力学性状，对影响隧道受力和变形的因素进行了分析。找出施工过程中结构受力薄弱部位和体系转换过程中的结构位移量，为优化软岩连拱隧道的设计与施工提供依据和指导。

余健 (2004)^[29]以浙江省某高速公路连拱隧道为工程背景，应用 ANSYS 有限元程序对其施工全过程进行了研究，得出隧道围岩、喷混凝土、锚杆、中隔墙的应力应变、位移随施工过程的分布规律。另外，通过采用不同的支护方式和不同的开挖顺序的模拟，得出了应力、应变和位移的变化规律。

陈贵红 (2005)^[30]采用有限元数值计算方法，进行连拱隧道中墙的受力分析研究。结果表明：在中墙一定的情况下，两侧主洞的施工顺序、支护情况、应力释放系数对中墙的最终受力影响不大；中墙轴力随中导坑的扩大而减小，其中中导坑宽度影响较大；中墙应力随中墙厚度的增加而减小，但超过 2 m 以后，减小幅度变得不明显，说明一味采用增加中墙厚度来确保中墙安全的做法是不合理的；在一定范围内，随着埋深的增加中墙受力增大；当埋深较大时，在中墙顶部预留适当的变形量，可以有效减小中墙承受的形变压力。

王亚琼 (2005)^[31]以青海省丹东～拉萨国道主干线煌源至倒淌河一级公路药水峡 1#

和3#连拱隧道为研究对象，应用有限元程序，对隧道不同的施工方法进行仿真分析，模拟其施工过程中的受力性状，获取有关连拱隧道施工过程中围岩和支护的力学特性，提出中导正洞台阶与导坑法，并进行仿真分析。

来弘鹏（2007）^[11]建立有限元模型，采用不同加载方式，模拟不同应力场，对软弱围岩公路单拱、连拱隧道施工过程中隧道围岩位移和应力变化特征及其影响范围进行了详细分析，并对衬砌结构的受力和变形特征进行深入研究。

1.3 研究意义与研究内容

1.3.1 研究意义

在隧道的施工过程中，因衬砌厚度不足、设计厚度与实际厚度存在差异、施工塌方处理不彻底，或在隧道建成后，由于地应力影响、地质条件恶化而导致在隧道衬砌背后留有空洞或形成破碎围岩带的现象是比较普遍的，这给隧道的结构埋下巨大的安全隐患。

空洞作为隧道病害产生的主要原因之一，它使衬砌受到不均匀的荷载，不能产生充分的地层反力，衬砌上边缘容易发生开裂，导致失稳、脱落，严重时会发生突发性崩塌，因此处理隧道背后空洞对隧道的安全维护具有重大意义。

破碎围岩是隧道病害产生的另一主要原因，它属于软弱围岩的一种。由于强烈的地质构造运动或风化作用造成岩体极度破碎，近乎散体。破碎围岩的岩块本身强度较高，围岩结构面极为发育，相互交织，将岩体切割成碎屑、颗粒状。隧道衬砌结构形成之后，破碎围岩适应不了应力重分布作用而发生变形和破坏，引起巷道洞室周围形成松动带或松动圈，给隧道的运营带来极大的安全隐患^[5]。

本文利用模型试验结合数值模拟的方法研究衬砌背后空洞和破碎围岩所导致的隧道病害，总结其产生规律；并针对围岩缺陷施以处治措施，评价其对隧道安全性提升的效果。这对于今后隧道病害处治的研究具有借鉴和参考的价值，同时将本文成果反馈到隧道的建设和管理中，对减小隧道病害的危害，提高隧道运营的安全性具有重要的意义。

1.3.2 研究内容

（1）模型试验

本文采用 PYD-50 平面应变三向加载地质力学模型试验装置进行隧道衬砌加载模型试验（模型比例尺为 1: 80）。试验基本内容如下：

1. 分别研究隧道衬砌背后存在空洞和破碎围岩的情况，以模型中直径约 3 厘米的空洞模拟实际生产中直径约 2.5 米的空洞，以注入直径约 5 厘米洞室的石英砂来模拟实际生产中直径约 4 米的破碎围岩带。

2. 对于某一种围岩缺陷（空洞或破碎围岩），讨论其在衬砌不同的位置时——拱顶上方、边墙背后，衬砌结构在荷载作用下的受力变形特点。

3. 针对一种的围岩缺陷，当其在衬砌背后特定的位置，依次以侧压力系数 λ 为 1.5, 1, 0.5 的不同应力场对隧道衬砌结构进行加载，观察其形变及产生病害的过程与特点，同时采用 DYB-1 型电阻应变式土压力计来测量围岩中的压力，采用应变片量测衬砌的切向应力，并总结隧道衬砌破坏规律。

4. 试验探讨了对存在缺陷的围岩处治后，隧道衬砌在不同应力场中的变形和受力特点，并评价处治方法对隧道极限承载能力提升效果，这为保障隧道安全运营，选择合理的病害处治方案提供参考与借鉴。

（2）数值模拟

为了弥补模型试验的尺寸和试验成本的限制，更清晰地把握隧道衬砌的弯矩和轴力分布特点，本文通过基于有限元理论的数值仿真分析，利用大型通用有限元计算软件建立有限元模型。数值仿真的基本内容如下

1. 利用 CAD 绘制数值模拟计算所需的几何模型，将几何模型导入 ANSYS 中，对几何单元进行属性分配。隧道围岩材料特性按均质弹塑性体考虑，初次衬砌与二次衬砌材料特性按均质线弹性体考虑，假定其皆遵循 Drucker-Prager 屈服准则。

2. 对几何模型采用不同的参数的设置，分别模拟衬砌背后的空洞和破碎围岩；同时通过参数数值大小的调整，还可以模拟对缺陷围岩的处治措施。

3. 采用调整水平和竖直方向的荷载大小，依次模拟侧压力系数 λ 为 1.5, 1, 0.5 的应力场，对隧道模型进行加载，得出各个工况下的模拟结果。

4. 利用 ANSYS 后处理程序，针对各个工况，提取隧道衬砌的轴力分布和弯矩分布，结合模型试验的结论综合评价衬砌背后空洞和破碎围岩对隧道结构安全性的影响以及处治措施对隧道极限承载能力提升的效果。

第二章 模型试验的理论基础与试验准备

几个物理现象相似，是指几个物理体系的形态和某种变化过程的相似。通过对一种现象的研究去了解与其变化的数学规律相同而物理性质不同的另一种现象，称为“模拟”。

自 1848 年出现的相似第一定理，1914 年相似第二定理以及 1930 年相似第三定理的建立至今，相似理论得到了不断的发展，日臻完善，为模型试验研究奠定了扎实的理论基础。

以相似理论为基础的模型试验应该首先建立正确的相似关系，只有模型和原型保持相似，才能由模型试验的数据和结果推算出原结构的数据和结果。

2.1 相似理论^[33]

2.1.1 相似常数

如果表征一个系统中的物理现象的全部量(如线性尺寸、力、位移等)的数值，可由第二个系统中相对应的诸量乘以不变的无量纲数得到，则这两个系统的物理现象就是相似——无量纲又称为无因次量，指没有单位的物理量，这种物理量与单位制度(公制或英制)无关。

若两个弹性力学问题是力学相似的，以 P 和 m 分别表示原型和模型的物理量， C 表示相似常数，则原型和模型都应满足弹性力学的基本方程(平衡方程、相容方程、物理方程和几何方程)和边界条件。将各物理量之间的相似比定义为如下关系：

$$\text{应力相似常数} \quad C_o = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \quad (2.1)$$

$$\text{应变相似常数} \quad C_e = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_m} \quad (2.2)$$

$$\text{位移相似常数} \quad C_s = \frac{\delta_p}{\delta_m} \quad (2.3)$$

$$\text{弹性模量相似常数} \quad C_E = \frac{E_p}{E_m} \quad (2.4)$$

$$\text{泊松比相似常数} \quad C_\mu = \frac{\nu_p}{\nu_m} \quad (2.5)$$

$$\text{体积力相似常数} \quad C_x = \frac{X_p}{X_m} \quad (2.6)$$

$$\text{材料密度相似常数} \quad C_\rho = \frac{\rho_p}{\rho_m} \quad (2.7)$$

$$\text{材料容重相似常数} \quad C_Y = \frac{Y_p}{Y_m} \quad (2.8)$$

将以上各个相似比带入弹性力学的基本方程, 可求出各相似比之间的关系。其关系式如下:

$$\left. \begin{array}{l} C_o = C_1 C_x \\ C_o = C_r C_E \\ C_x = C_o \\ C_\mu = 1 \\ C_e = 1 \end{array} \right\} \quad (2.9)$$

2.1.2 相似第二定理

相似第二定理(也称作 π 定理): 当一个现象由 n 个物理量, 且这些物理量中含有 k 个基本量纲则, 这 n 个物理量可以表示成相似准则 $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}$ 之间的函数关系。

任意物理方程可以表示为:

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

按相似第二定理有:

$$f(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0$$

这样, 就把物理方程转化为准则关系式, 使问题得以简化。当原型和模型相似时, 在对应点和对应时刻上的相似准则都保持同值, 则它们的 Π 关系式也应相同, 即:

$$\text{原型 } f(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k})_p = 0$$

$$\text{模型 } f(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k})_m = 0$$

$$\text{其中: } \pi_1 m = \pi_1 p, \pi_2 m = \pi_2 p, \dots, \pi_{(n-k)} m = \pi_{(n-k)} p$$

下标 P 表示原型; 下标 m 表示模型。

相似第二定理表明在彼此相似现象中, 其相似准则不必利用相似指标导出, 只要将各物理量之间的关系方程式转换成无量纲方程式的形式, 其方程式的各项就是相似准则。因为这一定理是 1914 年由美国学者白金汉首先提出, 所以又称为白金汉 (J.Buckingham) 定理。

2.1.3 相似第三定理

相似第三定理是前苏联人基尔皮契夫提出的。其内容是: 凡具有同一特性的现象, 当单值条件(系统的几何性质、介质的物理性质、起始条件和边界条件等)彼此相似, 且由单值条件的物理量所组成的相似判据在数值上相等, 则这些现象必定相似。

在保持几何相似的前提下,两个规模不同的系统保持相似的条件是,对应的无量纲组合量保持对应相等,这些对应相等的无量纲组合称为相似判据(或称相似准则、相似准数、牛顿准数)。

2.1.4 相似理论的应用步骤

- (1) 通过分析研究对象,确定模拟试验所需要方程和参数;
- (2) 根据相似第二定理建立相似准则;
- (3) 确定模型的几何缩比;
- (4) 按照相似准则来设计试验模型;
- (5) 试验后用相似准则来处理试验数据。

2.1.5 衬砌结构相似理论

就衬砌结构来说,对安全起控制作用的是抗弯能力和弯曲应变,因此模型相似应以抗弯刚度为主。隧道衬砌结构是一个弹性圆柱壳体结构,既承受弯曲应力,又承受轴力。弯曲变形和轴向变形的控制方程不相同,两者适用的相似准则也不同。弯曲变形和轴向变形情况下,模型试验的相似准则如下:

(1) 弯曲变形相似准则将衬砌壳体视为薄板结构。设板的厚度为 h , x 和 y 为横截面内两个互相垂直方向的坐标。在横向均布力 q 的作用下,薄板挠曲 ω 满足控制方程:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q}{K} \quad (2.10)$$

$$K = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \quad (2.11)$$

式中, K 为板的弯曲刚度, E 为弹性模量, μ 为泊松比。

设模型的缩尺比例(模型比) $C_l=1/n$ 。模型和原型都需满足式(2.10),经推导可以得到相似准则:

$$n^3 \frac{h_m^3}{h_p^3} = \frac{E_p(1-\mu_m^2)}{E_m(1-\mu_p^2)} \quad (2.12)$$

由式(2.12)得到模型衬砌厚度的计算公式:

$$h_m = \frac{h_p}{n} \left[\frac{E_p(1-\mu_m^2)}{E_m(1-\mu_p^2)} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.13)$$

(2) 轴向变形相似准则对于轴向承受均布力 F 的情况,控制方程为:

$$\Delta = \frac{FL}{EA} \quad (2.14)$$

式中, Δ 为轴向变形量, A 为轴向截面积。推导得到相似准则为:

$$n \frac{h_m}{h_p} = \frac{E_p}{E_m} \quad (2.15)$$

模型衬砌厚度的计算公式为:

$$h_m = \frac{h_p}{n} \frac{E_p}{E_m} \quad (2.16)$$

以上得到隧道结构在受弯曲和轴向荷载时的相似条件和模型衬砌厚度的计算公式。当模型与原型材料一致时, 两种受力条件的相似准则同时得到满足。当模型材料与原型材料不同时, 两种相似准则不能同时满足, 因此按两种准则计算的模型厚度不一样。隧道结构弯曲变形是结构安全的控制模式, 应以弯曲变形的相似准则确定模型厚度和进行模型设计, 这样则弯曲变形与原型是相似的。

2.1.6 破坏试验地质力学模型相似理论

原型与模型的完全相似, 包括原型、模型在受力情况下的变形完全相似与直至破坏结构强度特性的相似两个方面, 其相似关系分别见图 2.1^[44]及图 2.2^[44]。

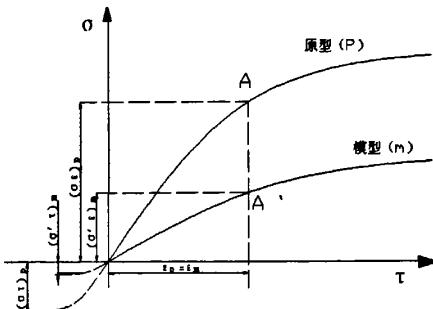


图 2.1 原型与模型材料的应力应变关系相似

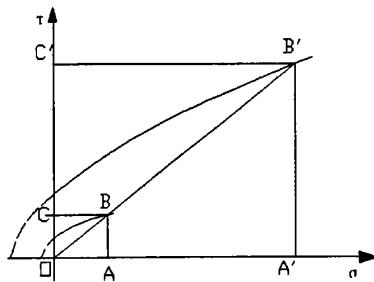


图 2.2 原型与模型材料的强度线相似

当荷载超过某一数值时, 岩体内部有的点处于弹性阶段, 有的点处于塑性阶段, 也有的点已经开裂。因此, 在模型上进行破坏试验时, 不仅要求在弹性阶段模型的应力和变形状态与原型相似, 同时要求在超出弹性阶段后一直到破坏为止, 模型的应力和变形状态也与原型相似。当超出弹性阶段后, 结构物受到非单调荷载作用时, 还应满足残余应变相等的条件, 即 $\varepsilon_p^0 = \varepsilon_m^0$, ε^0 为残余应变。这种应变常包括时间因素的影响。如果变形随时间而变化 (如蠕变), 则这种变形的研究就演变成流变力学问题。这时必须考虑

时间相似常数 C_t 。

如设残余应变相似常数为 $C_{\epsilon_r} = \frac{\epsilon_m^0}{\epsilon_p^m}$ ，则综上所述，弹塑性体的相似判据为：

$$C_\sigma / C_x C_t = 1 \quad (2.17)$$

$$C_p = 1 \quad (2.18)$$

$$\frac{R_m^c}{R_m'} = \frac{4}{\sqrt{1+f_m^2} - \pi} \quad (2.19)$$

$$C_E / C_o = 1 \quad (2.20)$$

$$C_o / C_t = 1 \quad (2.21)$$

$$C_e / C_t = 1 \quad (2.22)$$

$$C_{\epsilon_r} = 1 \quad (2.23)$$

由式 (2.17) ~ (2.23) 可见弹塑性模型的应力应变关系曲线应有如下的关系：

$$\epsilon_m = \epsilon_p \quad (2.24)$$

$$\sigma_m = C \sigma_p \quad (2.25)$$

大量岩体强度试验证实，在多轴应力作用下，岩体的强度基本上服从摩尔—库仑理论或格利菲思强度理论。摩尔—库仑理论和格利菲思理论的公式型式大致相同，只不过推导的出发点不同。格利菲思把材料内部随机分布的缺陷视为椭圆形裂缝，并且认为一旦缝边上某点的最大拉应力达到理论强度值，材料即从该点开始发生脆性断裂，从而建立其理论公式：

$$(\tau_{xy}^2)_m - 4R_m'[(\sigma_y)_m + R_m'] = 0 \quad (2.26)$$

式中， R_m' 为模型材料的抗拉强度；当 $(\sigma_y)_m = 0$ 时， $(\tau_{xy}^2)_m$ 相当于模型材料的凝聚力为 c_a 。

根据修正的格利菲思理论可求出抗压强度和抗拉强度的关系：

$$\frac{R_m^c}{R_m'} = \frac{4}{\sqrt{1+f_m^2} - f_m} \quad (2.27)$$

式中， R_m^c 为模型材料的抗压强度； f_m 为内摩擦系数。

设：凝聚力的相似常数 $C_t = \frac{C_p}{C_m}$ (2.28)

$$\text{抗压强度的相似常数} \quad C_{R^c} = \frac{R_p^c}{R_m^c} \quad (2.29)$$

$$\text{抗拉强度的相似常数:} \quad C_{R^l} = \frac{R_p^l}{R_m^l} \quad (2.30)$$

$$\text{内摩擦系数的相似常数:} \quad C_f = \frac{f_p}{f_m} \quad (2.31)$$

把相似常数代入式 (2.26) 和 (2.27) 后可以得到如下判据:

$$C_\sigma / C_{R^c} = 1 \quad (2.32)$$

$$C_\tau / C_{R^l} = 1 \quad (2.33)$$

$$C_{R^c} / C_{R^l} = 1 \quad (2.34)$$

$$C_f = 1 \quad (2.35)$$

完全满足上述相似判据的模型为完全相似模型。实际上, 获得完全相似模型很困难, 问题主要在于模型材料的 γ_m , ρ_m , E_m , μ_m , R_m^c , R_m^l , f_m , c_m , ε_m^t , ε_m^c 等都是独立的物理量, 因而选择了一种模型材料后, 它满足了某个相似判据, 并不一定能满足其他的相似判据。因此, 破坏试验只能满足主要的相似判据, 这样的模型称为基本相似模型。

从目前能采用的模型材料性能看, 要求模型材料与原型材料的应力应变关系曲线始终完全相似不易做到。因为岩体在破坏前局部进入塑性阶段, 其应力应变关系的影响因素非常复杂, 它与材料的种类、龄期、岩体的初始条件、荷载施加速度、作用时间等均有关系。

2.2 模型材料选取

试验模型, 不仅要与原型几何形状相似, 而且在模型试验过程中所包括的各项物理量或主要的物理量应与原型相似。对于原型材料——混凝土、岩石来说, 如果所研究的问题仅限于弹性范围内的静力学问题, 一般说来模型材料的选择不存在什么困难。如研究的问题超出了弹性范围直至破坏, 显然应考虑到各种材料——混凝土和岩体的物理力学性能及整个变化范围。

地质力学模型主要用于研究超过弹性范围直至破坏阶段的建筑物及周围岩体的静力平衡问题, 因此不同于的弹性模型试验。它所研究的不是已知荷载作用下的某一状态, 而是研究从荷载开始作用起, 经过弹性、弹塑性或粘弹塑性阶段直至破坏的整个发展过程。

在地质力学模型试验发展几十年里,国内外的科研机构开发出了各种配比的模型材料,他们具有不同的力学特性和优缺点,并且在实际应用中取得了一定的成果。但是要找到完全相似的模拟材料是十分困难的,一般要根据所研究具体问题的性质,寻找满足主要参数相似的材料。另外,研究满足相似关系的模型是地质力学模型试验最主要的内容,正确地选择模型材料是能否正确模拟原型的关键。如下表 2.1 和表 2.2 是国际和国内科研机构研制成功的不同模型材料的配比及性能。

表 2.1 国外一些地质力学模型材料^[34]

研究单位或个人	材料配比(重量比)				材料的物理力学特性			
	重度	抗压强度	变形模量	Es:Rc				
意大利加莫结构模型试验所 (ISMES)	石膏 1.0	PbO 粉 8.5~12.0	膨润土 0.14~0.22	水 1.85~2.59	35.8~36.5	0.77~0.3	550~300	714~1000
巴顿 Barton	石膏 1.0	Pb3O4 粉 4.8~8.0	砂及小米石 9.6~16.0	水 3.3~5.8	19.3~19.8	0.348~0.072	179*~25.2	466~350
葡萄牙土木工程研究所 (LNEC)	石膏 1.0	Pb3O4 粉 16.0	钛铁矿粉 31.9	水 4.8	34.1	0.46	200*	587
(ISMES)	环氧树脂 1.0	重晶石粉 162.4~244.8	浮石粉 23.2~35.8	固化剂 1.0	甘油 2.5~3.8	水 9.9~16.7	23.5~24.5	1.3~0.4
							1150~2500	885~625

表 2.2 长江水科院重晶石粉和砂子不同配比的力学变形性能^[34]

配比 重晶石粉: 砂	重晶石粉 (g)	砂子 (g)	石膏 (g)	水 (g)	甘油 (g)	重度 (kN/m3)	抗压强度 Rc (MPa)	变形模量 Es(MPa)
1:1	3630	3630	326	1000	145	22.0	0.17	34
1.5:1	4360	2900	326	1000	145	23.0	0.19	35
2:1	4830	2430	326	1000	145	23.7	0.2	36
2.5:1	5200	2070	326	1000	145	24.0	0.23	38
3:1	5450	1815	326	1000	145	24.1	0.23	38
1:2	2430	4830	326	1200	145	19.4	0.1	25
1:3	1815	5450	326	1200	145	19.0	0.1	25
1:1.5	4360	6540	490	1600	218	20.7	0.13	29

本文借鉴前人的相关试验成果,在试验中不断总结经验,以相似理论为基础建立模型试验的相似关系,提出本论文中试验相似材料的配制。

2.2.1 围岩模型材料的配制

选用模型材料时,应考虑满足各种原材料容易获取,模型较易制备加工,成本低,

温度、湿度和时间稳定性较好等方面的要求。模型材料的研究^[11,12,33,35]在国内外已经作了不少的工作，国内外的科研机构以 PbO 、石膏、膨润土、 Pb_3O_4 砂、浮石、重晶石粉、甘油、环氧树脂、硬化剂、钦铁矿粉、氧化铅、淀粉、水等为基材成功研制了不同性能的模型材料。本文研究的对象是软弱围岩，根据公路隧道设计规范，围岩的分级及各类围岩的物理力学指标见表 2.3。配制的合成材料的密度、弹性模量、泊松比等应与 VI 级围岩各参数的低限值满足相似关系。

表 2.3 各级围岩的物理力学指标标准值

围岩级别	重度 (kN/m^3)	弹性抗力系数 k (MPa/m)	变形模量 E (GPa)	泊松比 μ	内摩擦角 ϕ ($^\circ$)	粘聚力 C (MPa)	计算摩擦 角度 ϕ_c ($^\circ$)
I	26~28	1800~2800	>33	<0.2	>60	>2.1	>78
II	25~27	1200~1800	20~33	0.2~0.25	50~60	1.5~2.1	70~78
III	23~25	500~1200	6~20	0.25~0.3	39~50	0.7~1.5	60~70
IV	20~23	200~500	1.3~6	0.3~0.35	27~39	0.2~0.7	50~60
V	17~20	100~200	1~2	0.35~0.45	20~27	0.05~0.2	40~50
VI	15~17	<100	<1	0.4~0.5	<20	<0.2	30~40

根据《公路隧道设计规范》(JTJ D70-2004) 关于各级围岩的物理力学指标标准值的规定，借鉴已有文献资料的研究成果。本文以石膏，石英砂，重晶石粉和水为基材配制围岩模型材料。加入石英砂的目的，在于降低材料的强度和弹性模量，石膏含量越大，模型材料的强度和弹性模量都会增加；当重晶石粉的含量保持一定时，材料的容重就会随着石英砂含量的增加而降低；当重晶石粉、石英砂、水一定量时，材料的弹性模量、抗压强度等都会随着石膏的含量的增加而升高；而当石英砂一定量时，材料的容重、抗压强度、弹性模量也随着重晶石粉含量的增多而升高^[13]。

本次试验采用的围岩材料各组分的配比为（配比按重量计），重晶石粉：石英砂：模型石膏：水 = 1: 1: 0.27: 0.45 以模拟 V 级的围岩。本文以石英砂模拟隧道衬砌背后的破碎围岩的材料。围岩材料的内摩擦角为 19° ，粘聚力为 $0.09 MPa$ ，弹性模量为 $210 MPa$ ，泊松比为 0.35 。围岩压力—应变关系曲线如图。

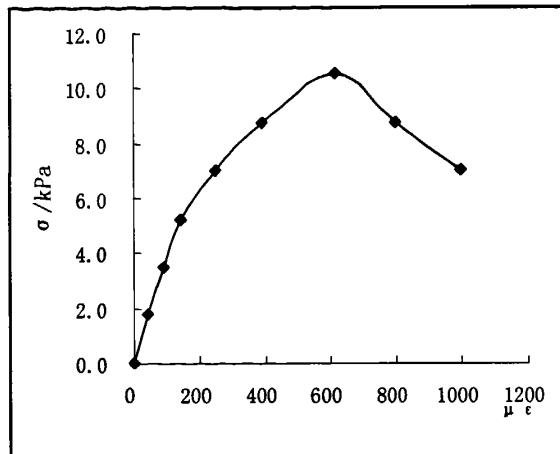


图 2.3 围岩材料应力应变关系曲线

2.2.2 二次衬砌模型材料的配制^[11]

隧道的二次衬砌一般由混凝土构成,以石膏为主的脆性材料能较好模拟衬砌结构的力学行为。石膏混合料的弹性模量主要随水与石膏的重量比来控制。水膏比在 3.5~0.8 之间,其弹性模量一般在 0.3~5.5GPa 之间,容重一般为 3.5~10kN/m³,泊松比一般为 0.17~0.2。下图是合成材料弹性模量的水膏比的关系曲线。

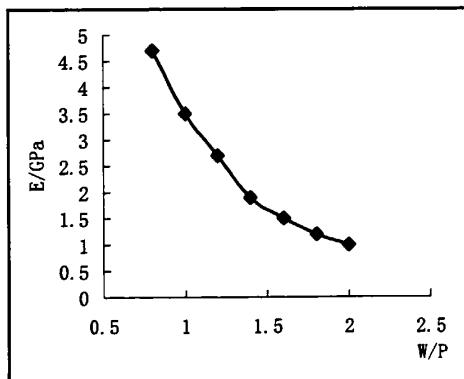


图 2.4 合成材料弹性模量的水膏比的关系曲线

衬砌采用水膏比 $W/P=1.0$ 的石膏模型,即以水、石膏按照 1:1 的比例混合配制成为模筑混凝土模拟材料,其弹性模量由图 2.4 中的关系曲线求得为 3.5GPa。

2.2.3 试件的制作与加固措施的模拟

本文中的试件尺寸(长×宽×高)为: 70cm×50cm×20cm,如图 2.5 所示试件正中央为隧道洞室(比例: 1:80),在图 2.5 中,空洞位于隧道拱顶上方,用直径约 3cm 的圆筒形洞室模拟空洞;如图 2.6 破碎围岩位于隧道拱顶上方,用石英砂注满直径约 5cm 的

半圆筒形洞室以模拟该处的破碎围岩带；如图 2.7，位于隧道拱顶上方空洞被施以回填压注进行围岩加固，回填所用混凝土的相似材料按照模型石膏：水=1: 1.15 的比例配制，模拟实际生产中 C20 混凝土；如图 2.8 位于隧道边墙背侧的破碎围岩带被施以注浆加固措施，注浆混凝土的相似材料按照模型石膏：水=1: 1 的比例进行配制，模拟实际生产中 C25 混凝土。

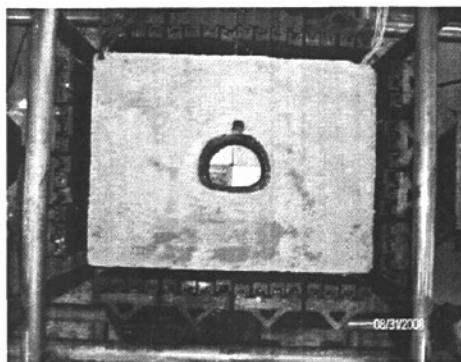


图 2.5 拱顶上方存在空洞

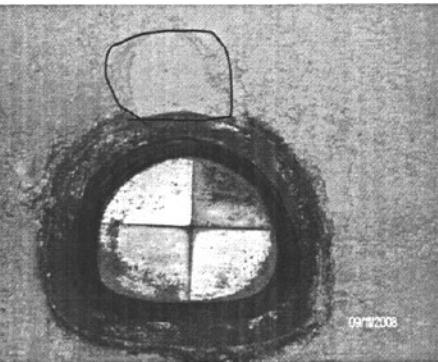


图 2.6 拱顶上方存在破碎围岩

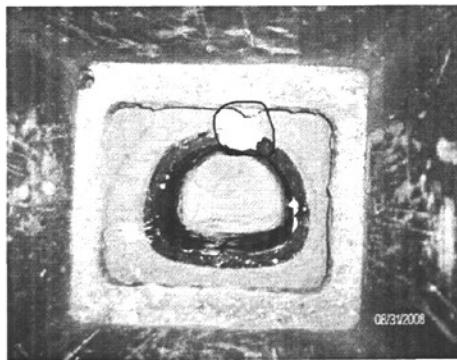


图 2.7 被回填压注的空洞

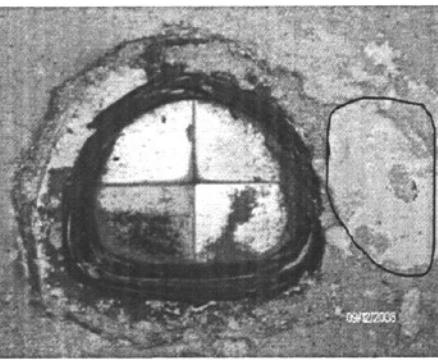


图 2.8 被注浆加固的破碎围岩

2.3 试验装置与数据采集系统

2.3.1 试验装置

本试验采用 PYD-50 平面应变三向加载地质力学模型试验装置，整个装置有主体加载支撑结构、油压加载系统、基础和量测系统组成。（见图 2.9）主体加载支撑结构是由上、下盖板，荷载分配筏及三套相互垂直正交的拉杆系统组成。试验是模型平放在上、下盖板之间，在模型相对两边分别施加垂直和水平地应力。加载方式采用油压千斤顶系统，千斤顶的集中力通过三级荷载分配筏，均匀地作用到模型表面上，最大加载力为 1000KN。模型的平面应变条件是通过对上、下盖板施加纵控应力实现的。试验时荷载

分级施加, 经过设备改造每级荷载(油压)增量可以控制在 0.05MPa-0.2MPa。每加一级荷载调整一次纵控应力, 以保持模型的平面应变条件, 同时读数。当荷载加到被模拟的病害荷载时, 保持其值不变, 进行各种病害的处治和洞室的维护加固。最后, 进行超载试验, 以确定工程的安全系数并且观察其破坏形态。该装置性能优良, 结构合理, 使用方便, 研发单位曾荣获国家科技进步奖。设备的主要性能指标:

- (1) 可有效控制模型的平面应变条件;
- (2) 可满足不同侧压系数要求;
- (3) 模型尺寸: 70cm×50cm×20cm;
- (4) 最大加载能力: 侧向 9.8MPa, 纵向 6.3MPa;
- (5) 荷载偏差<1%。

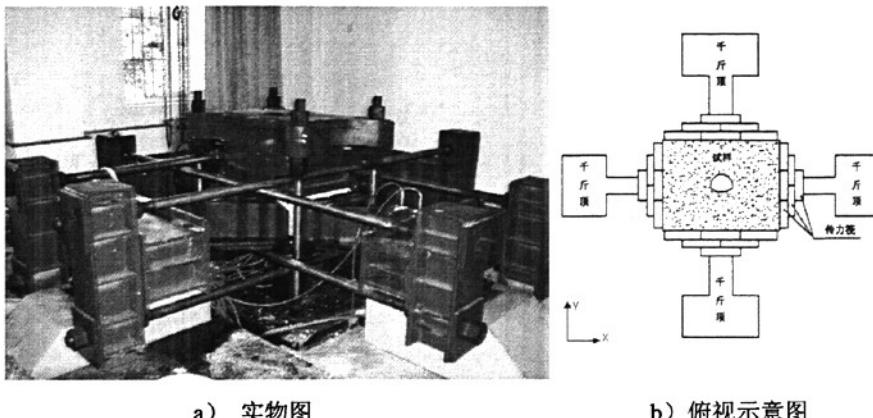


图 2.9 PYD-50 型平面应变三向加载地质力学试验系统

2.3.2 试验测量元件

试验采用金属电阻应变片测量支护结构的切向应变值(见图 2.10)。其工作原理如下

金属电阻应变片的工作原理是吸附在基体材料上应变电阻随机械形变而产生阻值变化的现象, 俗称为电阻应变效应。金属导体的电阻值可用下式表示:

$$R = \rho L / S \quad (2.36)$$

ρ ——金属导体的电阻率 ($\Omega \cdot \text{cm}^2/\text{m}$)

S ——导体的截面积 (cm^2)

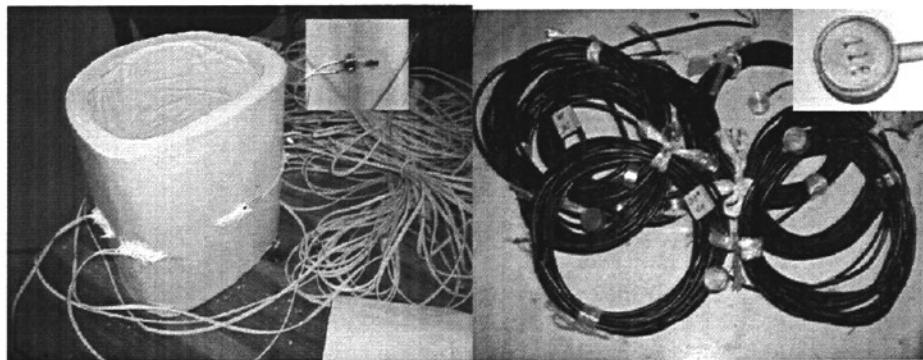
L ——导体的长度 (m)

我们以金属丝应变电阻为例, 当金属丝受外力作用时, 其长度和截面积都会发生变

化, 其电阻值即会发生改变, 假如金属丝受外力作用而伸长时, 其长度增加, 而截面积减少, 电阻值便会增大。当金属丝受外力作用而压缩时, 长度减小而截面增加, 电阻值则会减小。只要测出加在电阻的变化 (通常是测量电阻两端的电压), 即可获得应变金属丝的应变。

围岩中压力值采用 DYB-1 型电阻应变式土压力计来测量。DYB-1 型电阻应变式土压力计主要用于实验室模型静、动态土压力测定, 主要性能是:

- (1) 量程: 0-0.05~1MPa
- (2) 分辨率: $\leq 0.083\% F.S$
- (3) 综合误差: $< 0.8\% F.S$
- (4) 外形尺寸: $\Phi 16 \times 6 \text{ mm}$
- (5) 特征: 体积小 (微型)、精度高、测值稳定、可超载 1-2 倍



a) 贴有应变片的衬砌模型 b) DYB-1 型电阻应变式土压力计

图 2.10 试验测量元件

2.3.3 试验数据采集系统^[36]

本次试验数据采集系统采用的是 YE2533 程控静态应变仪 (见图 2.11), 该采集仪是由江苏联能电子技术有限公司开发生产的一种智能化管理、高可靠性、高稳定性、灵活桥路测点配置的静态应变测量系统, 该系统可用于全桥、半桥、和 1/4 (公共补偿片) 的多点应变测量以及多点压力、温度等静态物理量测量。该系统的主要技术参数如下:

- (1) 量程: $0 \sim \pm 19999 \mu\epsilon$
- (2) 分辨率: $1 \mu\epsilon$
- (3) 测量误差: $0.2\% F.S \pm 1 \mu\epsilon$
- (4) 平衡范围: $0 \sim \pm 19999 \mu\epsilon$
- (5) 灵敏系数范围: $1.000 \sim 9.999$

- (6) 应变片阻值: $60\sim 1000\Omega$
- (7) 测量速率: 四挡可调, 最快大于 5 点/秒
- (8) 测点数: 24 点应变, 1 点测力
- (9) 稳定性: 预热 30 分钟后
 - A、时漂: 零点漂移 $\leq \pm 3\mu\varepsilon/4h$
示值漂移 $\leq \pm (\text{示指} \times 0.1\% + 1\mu\varepsilon) / 2h$
 - B、温漂: 零点漂移 $\leq \pm 1\mu\varepsilon/4h$
示值漂移 $\leq \pm 0.2\% \text{FS} / 2h$

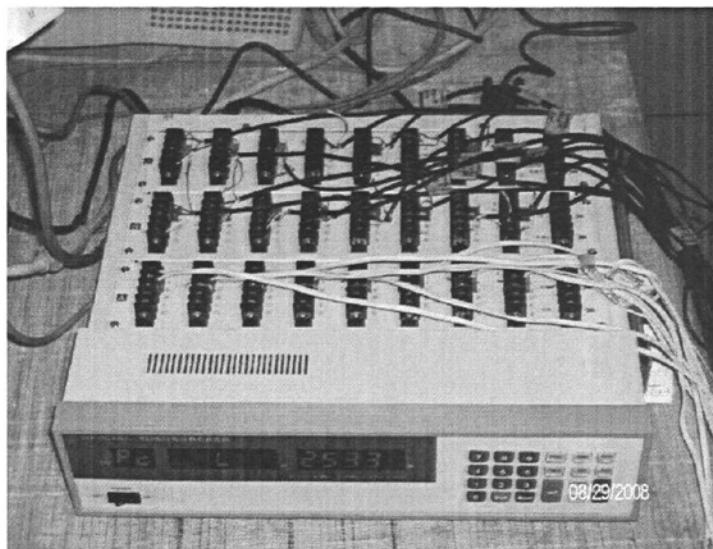


图 2.11 YE2533 程控静态应变仪

第三章 隧道模型试验的研究

模型试验技术是研究解决大型岩土工程问题的重要技术手段,已在国内外岩土工程中获得了广泛应用,并取得了显著成效。物理模型由于是真实的物理实体,当它在基本满足相似原理的条件下,能避开数学和力学上的困难,真实、全面、直观、准确地反映隧道开挖过程中围岩支护体系各方面的变化和影响,使人们更容易直观地把握岩体工程的整体受力特征、变形趋势及稳定性特点。一方面可以与数学模型相互验证,另一方面也为发现一些新的力学现象和规律,为建立新的计算理论和数学模型提供重要的依据。

本文采用 PYD-50 平面应变三向加载地质力学模型试验装置进行隧道衬砌加载模型试验(模型比例尺为 1: 80)。试验分别研究隧道拱顶衬砌背后和隧道边墙背后存在空洞或者破碎围岩的情况下,衬砌在侧压力系数 λ 为 1.5, 1, 0.5 的应力场中,其形变及产生病害的过程与特点,同时采用 DYB-1 型电阻应变式土压力计来测量围岩中的压力,采用金属电阻应变片测量衬砌的应力,以总结隧道衬砌破坏规律;另外,本章还探讨了对存在缺陷的围岩处治后,隧道衬砌在不同应力场中的变形和病害形成的过程与特点,并评价处治方法对隧道极限承载能力提升效果,这为保障隧道安全运营,选择合理的病害处治方案提供参考与借鉴。

3.1 模型试验设计

3.1.1 模型相似比的确定

由于本次试验系统为卧式加载系统,试验时忽略模型体重量的影响。由相似判据 $\frac{C_\sigma}{C_i C_\gamma} = 1$ 可以看出, C_i 和 C_σ 可以独立选定^[11]。考虑到模型的几何效应及模型试验装置,模型截面选用几何相似比为 $C_i = 80$,应力相似比选用 $C_\sigma = 1$ 。则本次试验主要的相似比可分为以下几类:

应力相似比 $C_\sigma = 1$, 如 E , σ , c 等;

几何相似比 $C_i = 80$, 如 l , δ , u 等;

无量纲相似比 $C=1$, 如 ε , μ 等;

容量相似比: C_γ , 本试验不予考虑。

3.1.2 隧道衬砌截面设计

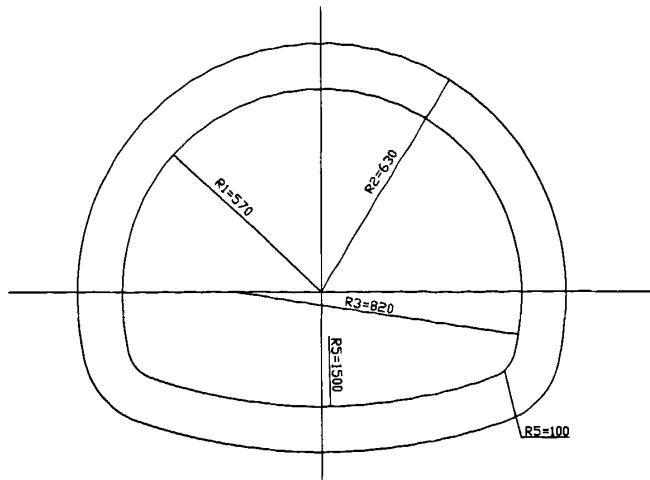


图 3.1 原型衬砌截面 (单位: cm)

根据《公路隧道设计规范》(JTJ D70-2004), 隧道衬砌截面采用 $v=100\text{km/h}$ 情况的标准双车道断面。衬砌厚度取 $L=60\text{cm}$, 如原型衬砌截面图所示。根据衬砌结构相似理论公式, 可知当衬砌为 60cm 时候, 模型衬砌厚度为 1.6cm 。

3.1.3 试验基本假定

1. 边界条件的考虑

隧道开挖后, 在围岩中形成应力重分布区或称应力扰动区, 但这种应力扰动区的范围是有限的。在距隧道相当远的地方岩体仍保持原岩应力状态。根据理论分析可知, 在距离隧道中心 $A=4r$ (r 为隧道半径) 处, 可认为岩体仍保持原岩应力状态^[37]。在本次试验中, 根据试验条件制作了平面尺寸为 $70\text{cm} \times 50\text{cm}$ 围岩模型, 其边界条件基本符合上述假定。

2. 容重相似不考虑

本次试验采用卧式加载, 可以忽略岩体体积力的影响, 因此在本次试验中材料的容重相似比没有考虑。

3.1.4 侧压力系数 λ 的选取

这里的侧压力系数仅是做模型试验时, 计算初始应力而引入的计算参数, 它并非各点真实的侧向压力系数。采用这一计算参数能大致反映出初始应力及围岩压力对衬砌结

构的宏观力学效应，使衬砌结构内力及变形性状与工程实际形态大致相符。实际上衬砌结构外缘各点水平围岩压力与垂直围岩压力之比——侧压力系数是逐点而异。

关于侧压力系数 λ 的大小，金尼克认为 $\lambda=\mu/1-\mu$ 。岩体的泊松比 μ 通常在 0.1 与 0.35 之间，这样按此式 λ 值应在 0.1 与 0.54 之间。但从实测初始应力证明，按此确定 λ 值是不符合实际的。当 $\mu=0.5$ 时，得到 $\lambda=1$ ，这是海姆的观点，它是金尼克公式的一个特例。但这一观点也不能得到实际的证实。从我国现阶段积累起来的浅层（埋深小于 500m）实测资料看， λ 小于 0.8 者占 27.5%；在 0.8~1.25 之间者约占 42.3%；大于 1.25 者约占 30.2%。徐干成等人根据国内外实测资料得出结论是，侧压力系数一般为 0.5~5.5，大部分在 0.8~1.2，最大值有的大于 30 或者更大^[38]。为了便于对不同侧压力的围岩压力进行比较，本文选取具有代表意义的三组值 0.5、1.0 和 1.5，对不同的初始应力场进行模型试验。

3.1.5 试验方案的制定

试验分别模拟侧压力系数为 1.5、1、0.5 的应力场，隧道衬砌背后存在空洞或者破碎围岩时，隧道周围岩体的应力分布和衬砌的切向应力变化，观察二次衬砌的病害产生过程和变形特点，来总结隧道衬砌病害的发展规律；另外，在空洞或者破碎围岩处治后，通过测量隧道周围岩体的盈亏分布和衬砌的切向应力变化，观察二次衬砌的最终破坏及其特点，评价隧道衬砌极限承载能力的提升效果。

试验在平面应变条件下进行的，首先加载至初始应力状态： $P_y=0.1\text{ MPa}$ ， $P_x=\lambda P_y$ ，（ P_x 是围岩水平向压力， P_y 是围岩竖向压力）稳压后进行逐级加载，每级增加量按照 $\Delta P_y=0.1\text{ MPa}$ 进行，同时观察围岩压力及其对衬砌应力的变化规律；当隧道衬砌模型达到抗裂极限荷载时——所谓抗裂极限荷载是指在超载试验中，洞室开始出现掉碴或裂纹时候的荷载。暂停加载，并对空洞或者破碎围岩进行加固处治，待加固处理后稳定 3—4 个小时后，隧道承载能力有所恢复，继续加压直到衬砌达到极限荷载——衬砌模型在达到抗裂极限荷载后，继续被加载达到完全破坏时的荷载称为极限荷载；同时对加固后围岩的应力及其对衬砌压力影响的变化规律进行跟踪观察并记录数据，为后期分析提供依据。

表 3.1 试验方案

试验序号	缺陷	位置	侧压力系数 λ	备注	目的
M1	空洞	拱顶上方	1.5	以水: 模型石膏=1: 1.15 作为衬砌背后空洞的回填混凝土的相似材料。	1. 观察在病害存在的条件下, 围岩压力及围岩对衬砌压力影响的变化规律;
M2			1		
M3			0.5		
M4		边墙背侧	1.5		
M5			1		
M6			1.5		
M7	破碎围岩	拱顶上方	1.5	以水: 模型石膏=1: 1 作为衬砌背后破碎围岩的加固混凝土的相似材料。	2. 观察加固后围岩压力及其对衬砌压力影响的变化规律并且分析加固效果。
M8			1		
M9			0.5		
M10		边墙背侧	1.5		
M11			1		
M12			0.5		

3.1.6 测试元件的布设

本次试验在支护结构外侧环向布置了 8 个电阻应变计, 用以测读衬砌外侧的切向应变值, 从而通过衬砌结构的模量获得衬砌结构外侧所受的切向应力。同时, 在围岩的 5 个特征方向 (L1—L5), 一倍洞径范围内埋设三圈 DYB—1 型电阻应变式土压力计来量测围岩的压力值 (如 3.2 所示三圈土压力计分别埋设在 0D、0.5D 和 D 处记作: Q1、Q2 和 Q3)。

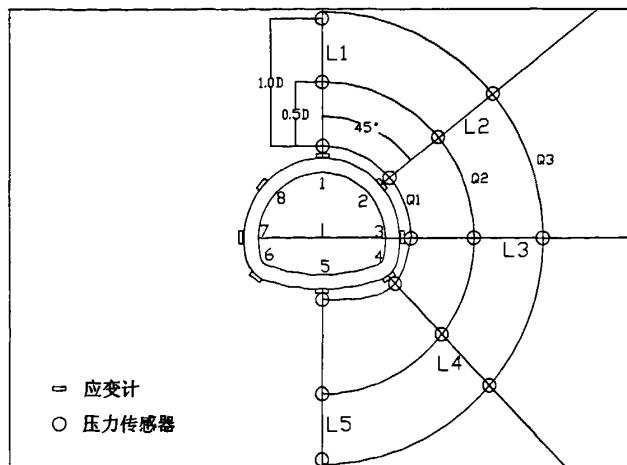


图 3.2 测试元件布置示意图

3.2 衬砌背后空洞对隧道结构安全性的影响

3.2.1. 衬砌背后空洞模型试验

为了观测不同应力场下, 不同位置的衬砌背后空洞对隧道结构安全性影响, 试验设置了空洞位于拱顶衬砌背后和边墙衬砌背后 2 组试验, 每组模型分别在侧压力系数为 $\lambda=1.5$, $\lambda=1$, $\lambda=0.5$ 的应力场下进行加载, 共 6 个试验记模型编号依次为 M1~M6。

(1) 极限抗裂过程

在荷载作用下, 隧道衬砌的形态与结构应力会随周围岩体压力的变化而变化。为了观察隧道衬砌背后围岩存在空洞时的变化规律, 试验按照从 $P_y=0.1\text{ MPa}$, $P_x=\lambda P_y$ 开始, 每级以 P_y 增加 0.1 MPa 的原则对模型进行逐级加载, 直到洞室开始出现掉碴或裂纹时即达到极限抗裂荷载状态, 停止加载。同时跟踪并观察加载过程中衬砌结构的形态变化, 量测并记录衬砌应力及围岩压力的数据变化。

(2) 病害处治过程

当衬砌达到其抗裂极限荷载时, 停止加载, 对空洞施以回填压注进行处治。处治的具体操作方法是: 以水: 模型石膏=1: 1.15 模拟 C20 混凝土, 作为衬砌背后空洞的回填混凝土的相似材料灌入空洞之中, 并令其稳定 3-4 小时, 使混凝土和围岩、衬砌结构充分接触胶结, 在衬砌周围形成分布较均匀的承载环。如图所示:

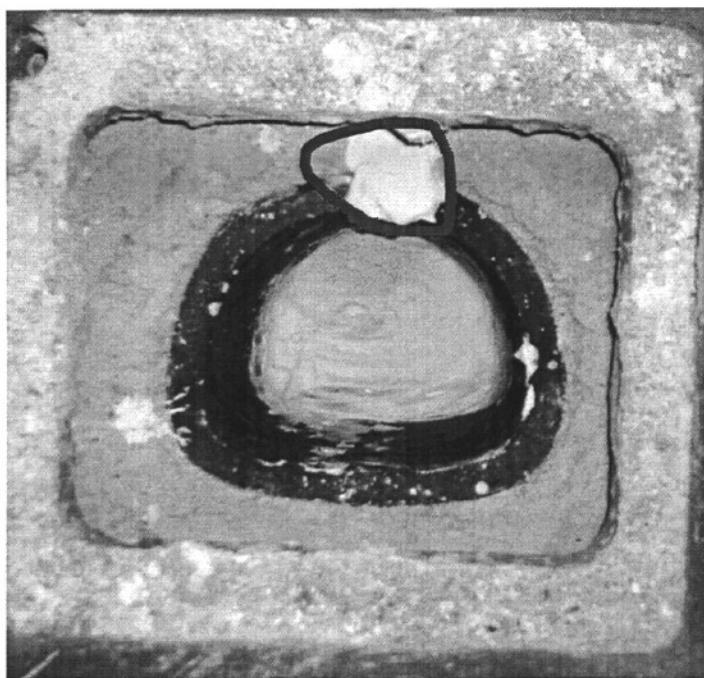


图 3.3 对拱顶上方空洞回填

(3) 结构破坏过程

回填混凝土注入空洞并且稳定 3-4 小时后, 继续对模型施加荷载直到衬砌结构的完全破坏为止, 同时观察加载过程中衬砌结构的形态变化和病害发展, 量测记录衬砌应力及周围围岩压力的数值变化。

根据以上所述试验过程三部分的特点, 本文取其三个状态点作为研究隧道衬砌应力和围岩压力的主要依据, 分别是: 极限承载状态、加固稳定状态、最终破坏状态。

3.2.2. 试验结果

在本文中的模型实验中, 采用电阻应变计和 DYT—1 型电阻应变式土压力计来分别量测衬砌外侧的切向应变值和围岩的压力值。M1~M6 的实验结果包括隧道围岩压力分布特征和隧道衬砌切向应力分布特征如下系列图所示, 图中部分符号分别表示意义为:

- ZT1——状态一, 极限承载状态;
- ZT2——状态二, 加固稳定状态;
- ZT3——状态三, 最终破坏状态;
- Q1——0D 处土压力值分布曲线;
- Q1——0.5D 处土压力值分布曲线;
- Q1——1.0D 处土压力值分布曲线;
- ()——状态一时, 衬砌外侧切向应力值;
- []——状态二时, 衬砌外侧切向应力值;
- { }——状态三时, 衬砌外侧切向应力值;

在隧道衬砌切向应力分布图中, 拉应力值被表示为正值, 压应力值被表示为负值。应变片贴与衬砌外侧, 受到拉应力时, 衬砌有向外侧凸出的趋势; 受到压应力时, 衬砌有向内侧凹陷的趋势。拉正压负的切向应力值连成的应力曲线在一定程度上能反映变形趋势。

M1 试验结果与分析

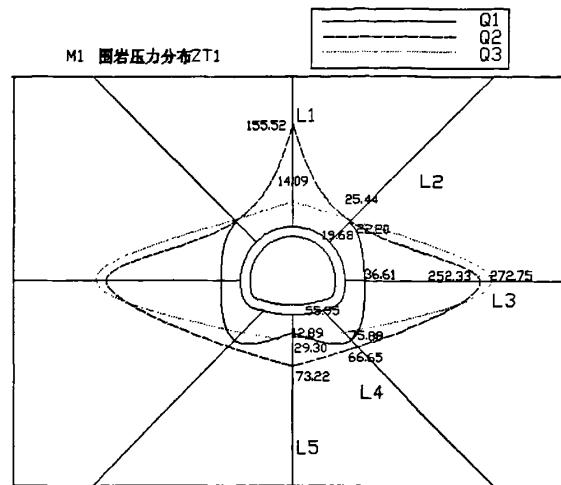


图 3.3 M1 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

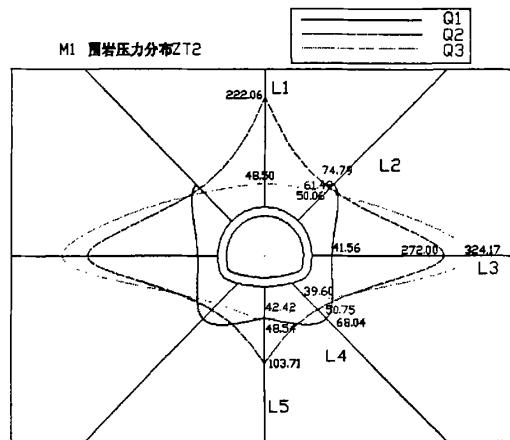


图 3.4 M1 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

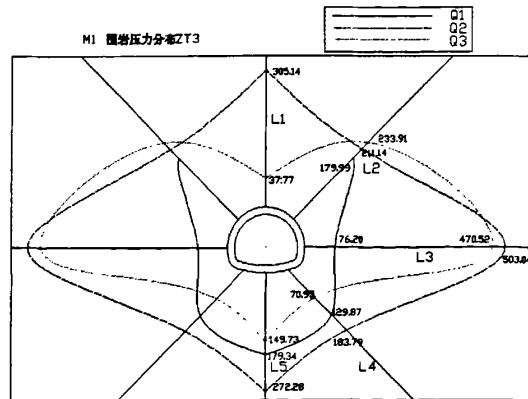


图 3.5 M1 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

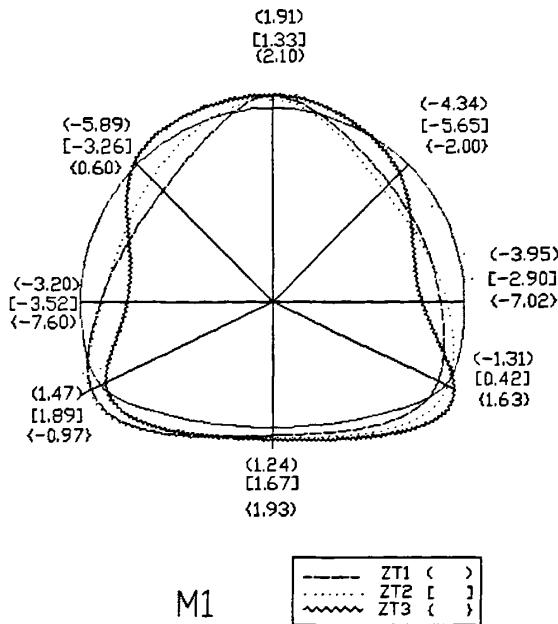


图 3.6 M1 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M1: 通过试验测量发现, 空洞位于拱顶衬砌背后时, 在水平压力位主的应力场中, 当 P_y 值加载到 0.5MPa, 衬砌拱顶处和左侧边墙处开始出现裂纹, 并且裂纹有向洞室深处延伸的趋势, 衬砌结构达到极限抗裂强度。这是由于水平压力使拱顶上抬, 拱部无被动抗力导致拱顶处最早产生裂纹; 拱部向上抬起的同时, 仰拱由于被动抗力约束而变形较小, 水平方向的拱腰和边墙区域成为受力非常不利的位置, 因此左侧边墙也较早的出现了裂纹。如图 3.3 所示测得围岩水平压力最大达到 272.75kPa, 坚直压力最大达到 155.52kPa, 如图 3.6 所示此时测得拱顶处的切向拉应力为 1.91MPa, 拱腰处受压较严重, 测得拱腰处最大切向压应力达到 5.89MPa。

此时, 停止加载, 以水: 石膏=1: 1.15 的混合材料模拟 C20 混凝土对空洞进行回填压注, 待回填混凝土与围岩、衬砌结合稳定后, 衬砌周围形成分布均匀的承载环, 继续加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

拱顶空洞被回填, 回填体产生的被动抗力有效的约束了拱顶的上抬变形趋势, 但是水平方向的衬砌区域依然受力很不利, 当 P_y 值加载到 0.6MPa 时, 右侧边墙也出现了裂缝并且逐渐延伸, 测得完全破坏时, 边墙最大切向压应力为 7.60MPa。仰拱由于竖向压力向内压入, 拱脚向围岩方向挤出, 应其曲率较大, 易产生应力集中, 当 P_y 值加载到 0.8MPa 时, 拱脚断裂, 仰拱处块状剥落, 衬砌结构完全破坏。如图 3.5 所示测得衬砌最终破坏时, 围岩水平应力最大达到 503.04kPa, 坚直应力最大达到 305.14kPa。拱顶上抬

趋势受到抑制，测得最终破坏时，拱顶处切向拉应力为 2.10MPa（如图 3.6）。隧道结构承载能力得到较明显的提升，水平向提升约 1.8 倍，竖直向提升约 1.9 倍。

M2 试验结果与分析

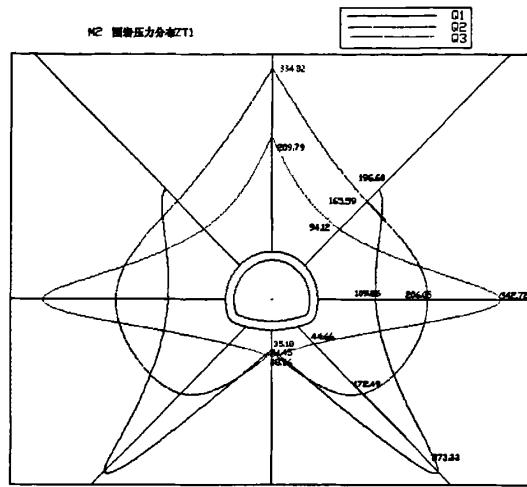


图 3.7 M2 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

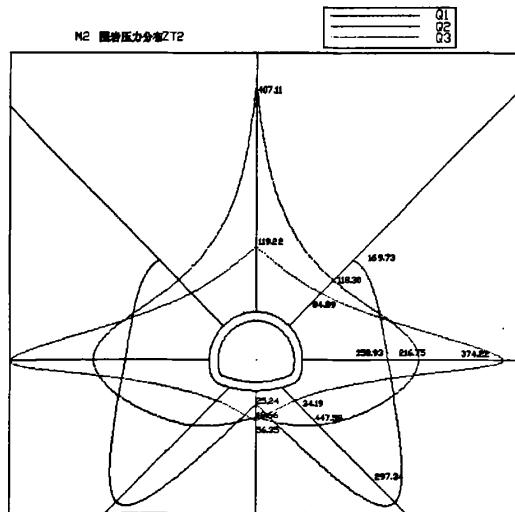


图 3.8 M2 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

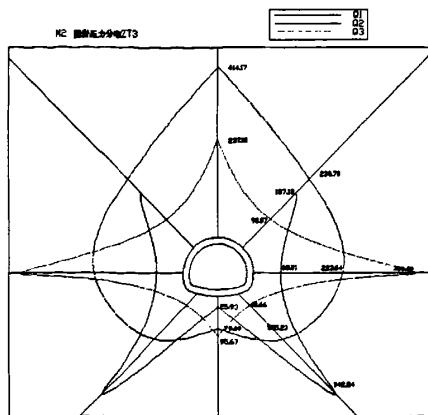


图 3.9 M2 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

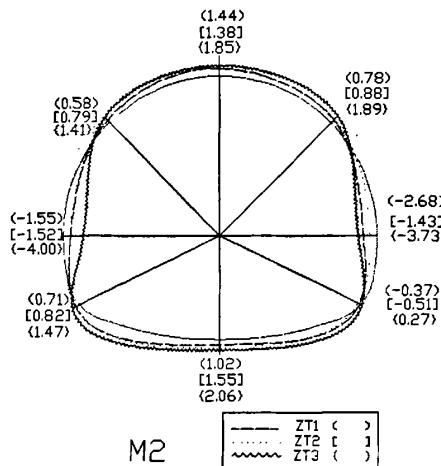


图 3.10 M2 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M2: 通过试验测量发现, 侧压力系数 $\lambda=1$, 空洞存在与拱顶上方时。其病害产生特点与 M1 相似, 水平压力使拱顶上抬, P_x 为 0.8MPa 时, 拱顶局部出现裂纹, 测得拱顶处的切向拉应力为 1.44MPa; 仰拱由于存在被动抗力、变形较小, 水平方向的边墙区域成为受力较不利的位置, 测得边墙处最大切向压应力达到 2.68MPa。衬砌结构达到极限抗裂强度时, (如图 3.7) 测得围岩水平压力最大达到 342.72kPa, 竖直压力最大达到 334.82kPa。

此时,停止加载,以水:石膏=1:1.15的混合材料模拟C20混凝土对空洞进行回填压注,待回填混凝土与围岩、衬砌结合稳定后,衬砌周围形成分布均匀的承载环,继续加载,观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

拱顶空洞被回填后,回填混凝土产生的被动抗力有效的约束了拱顶的上抬变形趋势;由于拱脚曲率较大,易产生应力集中,在水平压力作用下,拱脚部向围岩方向挤出。当 P_v 值加载到 1.2MPa 时,左拱脚裂缝延伸至边墙形成断裂,衬砌结构完全破坏时,

左拱脚的切向拉应力为 1.47MPa, 拱腰处受到拉应力较大分别为 1.41MPa 和 1.82, MPa. 如图 3.8 所示测得结构完全破坏时, 围岩水平压力最大达到 406.80kPa, 竖直压力最大达到 414.17kPa。可见, 施以回填压注的方法对空洞处治后, 隧道结构承载力整体提升约 1.2 倍。

M3 试验结果与分析

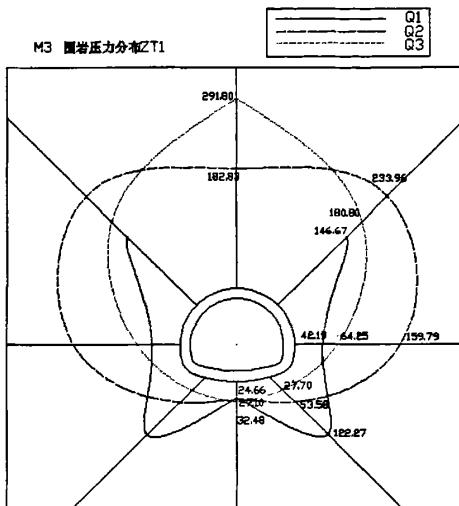


图 3.11 M3 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

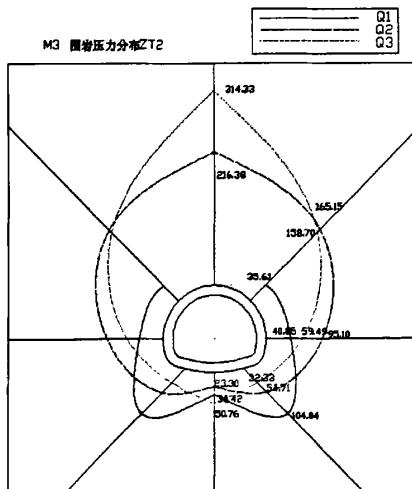


图 3.12 M3 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

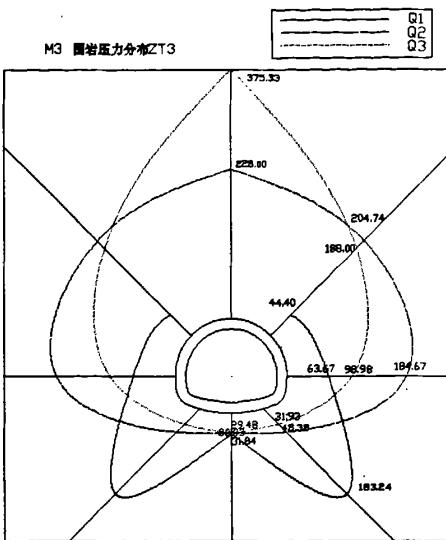


图 3.13 M3 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

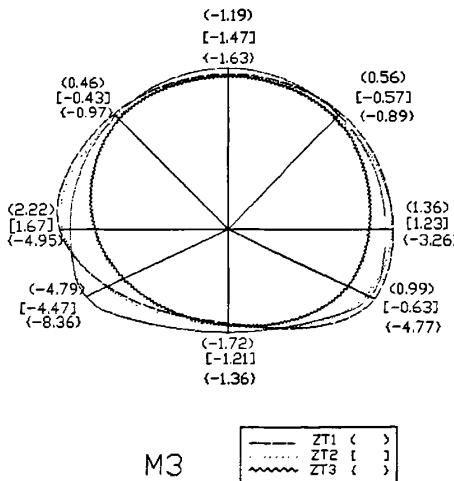


图 3.14 M3 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M3: 通过试验发现, 由于围岩侧压力系数 $\lambda=0.5$, 当 P_y 施加至 0.5MPa 时, 在竖向压力作用下, 拱底向内压入, 导致仰拱产生裂纹和左拱脚处起皮; 0.6MPa 时, 由于拱顶上方存在空洞, 裂纹在拱顶与空洞两侧边缘对应的拱肩处集中。(如图 3.11) 所示测得隧道极限抗裂状态时, 围岩水平压力最大达到 159.79kPa, 竖直压力最大达到 291.80kPa, 如图 3.23 所示, 测得拱顶处的切向应力为压应力为 1.19MPa, 两拱腰处的切向应力为压应力分别为 0.46MPa 和 0.56MPa, 拱底部分向内压入, 测得仰拱处切向的压应力为 1.72MPa。

此时, 停止加载, 以水: 石膏=1: 1.15 的混合材料模拟 C20 混凝土对空洞进行回填压注, 待回填混凝土与围岩、衬砌结合稳定后, 衬砌周围形成分布均匀的承载环, 继续

加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

拱顶空洞被回填，回填体是衬砌结构受力整体均匀，由于竖向压力的作用，当 P_y 值加载到 0.7MPa 时，衬砌右侧拱脚处开裂，0.8MPa 时，两侧拱脚裂缝延伸与仰拱断裂，衬砌结构完全破坏。补强前后的加载过程中，拱顶向空洞延伸变形并不明显。结构破坏时测得拱顶处切向应力为压应力 1.63MPa，左侧拱脚切向应力为压应力 8.36MPa，右侧拱脚切向应力为拉应力 0.99MPa，仰拱处切向应力为压应力值为 1.72MPa。边墙受压但并不严重，测得边墙处最大切向压应力为 3.73MPa. (见图 3.14);，衬砌结构破坏时，测得围岩水平应力最大值为 184.67kPa，竖直应力最大达到 375.33kPa (见图 3.13)。经回填压注处治后，隧道结构承载能力在水平方向提升为 1.15 倍，竖直方向提升为约 1.3 倍。

M4 试验结果与分析

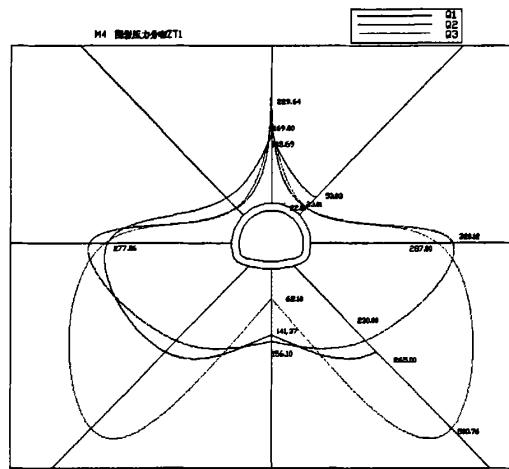


图 3.15 M4 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

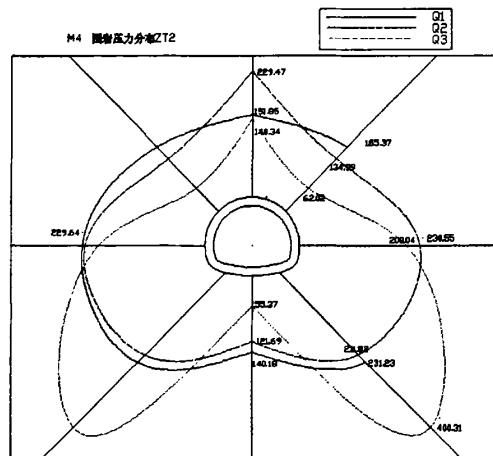


图 3.16 M4 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

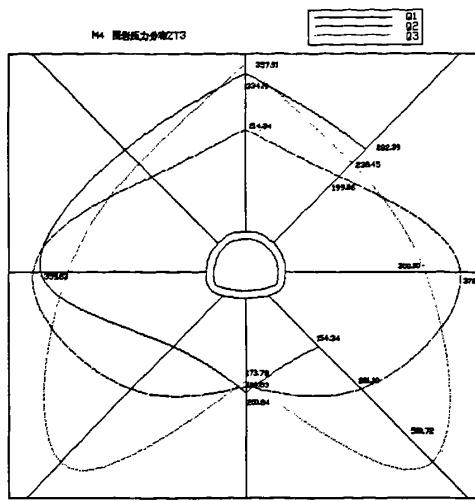


图 3.17 M4 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

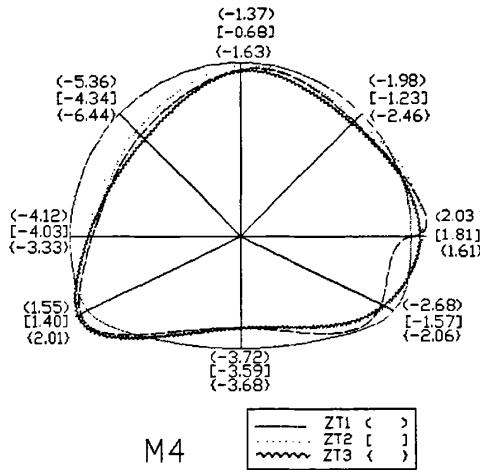


图 3.18 M4 隧道衬砌向应力分布图 (单位: MPa)

M4: 当右边墙衬砌背后存在空洞, 应力场侧压力系数 $\lambda=1.5$ 时, P_y 加载至 0.6MPa 时, 在围岩水平压力作用下, 拱腰向内压入产生较大的变形量, 是衬砌结构中最先产生裂纹的部位。其次, 仰拱部因曲率小, 面积大, 所受的竖向压力也大, 仰拱产生向内压入的形变连同拱腰处的压入形变导致拱脚向围岩方向挤出, 0.7MPa 时, 左侧拱脚产生裂缝并向仰拱和边墙延伸; 在右边墙处, 受水平压力的作用, 衬砌与空洞中心对应区域由于无被动抗力约束向空洞挤入, 空洞两边缘与衬砌对应部产生裂纹, 衬砌结构达到极限抗裂强度。测得围岩水平压力最大达到 320.12kPa, 竖直压力最大达到 229.64kPa, 测得左拱腰处的切向应力为压应力为 5.36MPa, 左边墙处的切向应力为压应力 4.12 MPa, 仰拱底向内压入, 测得切向应力为 3.72 MPa, 左侧拱脚向围岩方向挤出, 测得切向拉应力为 1.55MPa, 右侧边墙向空洞内有延伸趋势, 其切向拉应力为 2.03MPa。

此时, 停止加载, 以水: 石膏=1: 1.15 的混合材料模拟 C20 混凝土对空洞进行回填压注, 待回填混凝土与围岩、衬砌结合稳定后, 衬砌周围形成分布均匀的承载环, 继续加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

边墙处空洞被回填后, 回填体有效的约束边墙向空洞内挤入变形的趋势, 测得其切向拉应力为 1.61MPa。但是围岩水平压力的作用依然明显, 导致拱顶处受到严重挤压, 当 P_y 值加载到 0.9MPa 时, 拱顶产生裂缝, 仰拱处产生剥落, 衬砌结构完全破坏。结构破坏时测得拱腰受压相对较严重, 左拱腰的切向压应力为 6.44MPa, 右拱腰切向压应力为 3.29MPa, 左侧边墙受压, 其切向应力为 3.33MPa, 仰拱底的切向压应力为 3.68MPa。衬砌结构破坏时, 测得围岩水平压力最大值为 378.15kPa, 竖直压力最大达到 357.91kPa。空洞被回填密实后, 隧道衬砌周围产生较均匀的承载环, 整体承载性能有所提升, 在水平方向约提升 1.2 倍, 竖直方向约提升 1.5 倍。

M5 试验结果与分析

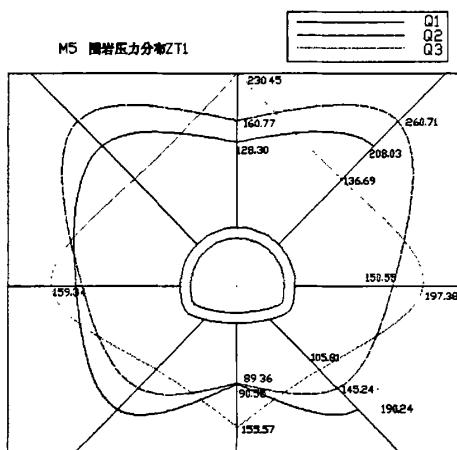


图 3.19 M5 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

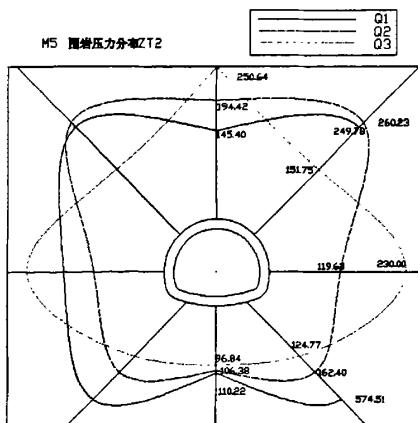


图 3.20 M5 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

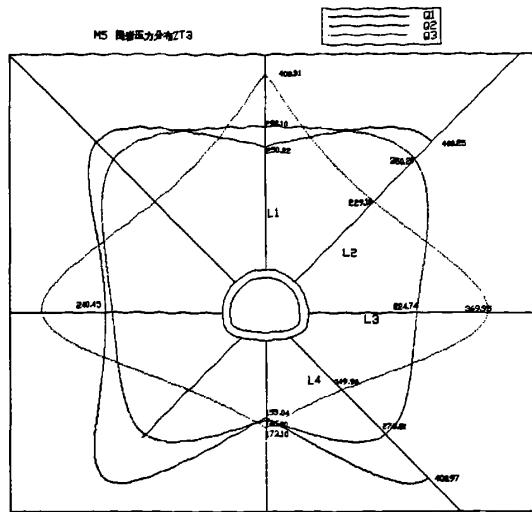


图 3.21 M5 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

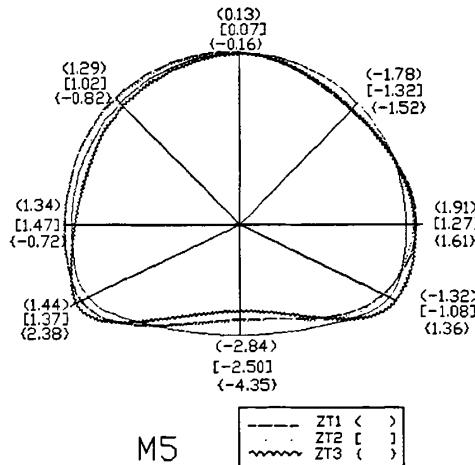


图 3.22 M5 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M5: 当应力场侧压力系数 $\lambda=1$, 由于空洞存在右侧边墙处, 衬砌与空洞两侧边缘对应区域受到围岩水平压力的挤压作用向内压入, 系统加载至 0.6MPa 时候, 右边墙与空洞边缘相对应的区域产生裂纹。衬砌与空洞中心对应区域由于无被动抗力约束向空洞挤入, 测得右拱腰和右拱脚处的切向应力为压应力, 边墙处的切向应力为拉应力。0.7MPa 时, 裂纹沿右拱腰向拱顶方向发展, 并有不断扩大趋势, 衬砌结构达到极限抗裂强度。测得此时的围岩水平压力最大达到 197.38kPa, 竖直压力最大达到 230.45kPa, 测得右拱腰处的切向应力为压应力为 1.78MPa, 右边墙处的切向应力为拉应力 1.91MPa, 右拱脚受压向内变形其切向压应力为 1.32MPa, 同时测得仰拱向内压入, 其切向压应力为 2.84 MPa。

此时,停止加载,以水:石膏=1:1.15的混合材料模拟C20混凝土对空洞进行回填

压注, 待回填混凝土与围岩、衬砌结合稳定后, 衬砌周围形成分布均匀的承载环, 再继续加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

经处治后, 边墙处空洞被回填, 填体产生的被动抗力有效的约束了边墙向空洞内变形的趋势, 整体结构受力较均匀, 再加载时, 形变与无缺陷时相似。当围岩竖向压力 P_y 值加载到 0.9MPa 时, 左侧边墙产生裂纹并逐渐发展, 1.0MPa 时, 拱顶处产生裂纹并向左侧延伸; 1.1MPa 时, 拱顶处产生剥落, 左拱腰裂缝继续扩大, 左拱脚开裂, 衬砌结构完全破坏。这是由于拱脚曲率大, 是容易形成应力集中的区域。其次仰拱受到竖向应力的作用向内压入变形, 受水平压力的影响两拱腰和左侧边墙向内压入, 而右侧边墙处由于实施回填压注, 该部位衬砌结构强度提高, 水平压力对右侧的影响较小。因此补强后, 两侧拱腰和左侧的边墙为病害集中区域。完全破坏时, 测得围岩水平压力最大为 369.95kPa, 竖直压力最大达到 400.31kPa, 左侧的拱腰和边墙均受压向内变形, 其切向应力值分别是 0.82MPa 和 0.72MPa, 仰拱的切向压应力为 4.53MPa, 同时测得左侧拱脚的切向应力为拉应力其值为 2.04MPa, 右拱腰受压测得切向压应力值是 1.57MPa, 右拱脚由加固前的压入变形转变成向围岩方向的挤出变形, 其切向拉应力值为 1.36MPa, 右边墙处测得切向拉应力值为 1.61MPa。实施回填压注后, 隧道衬砌周围产生较均匀的承载环, 尤其是右侧边墙的结构强度明显提高, 衬砌承载能力在水平方向约提升 1.8 倍, 竖直方向约提升 1.7 倍。

M6 试验结果与分析

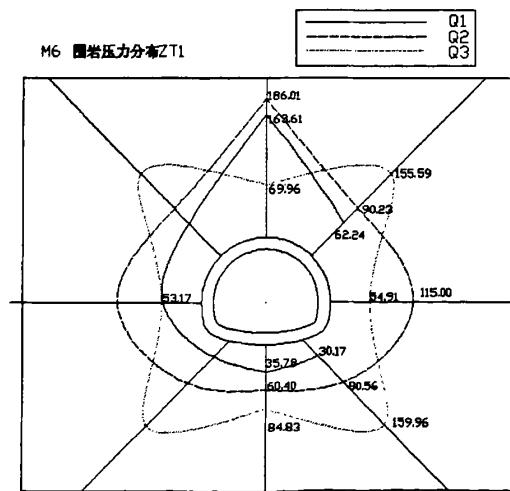


图 3.23 M6 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

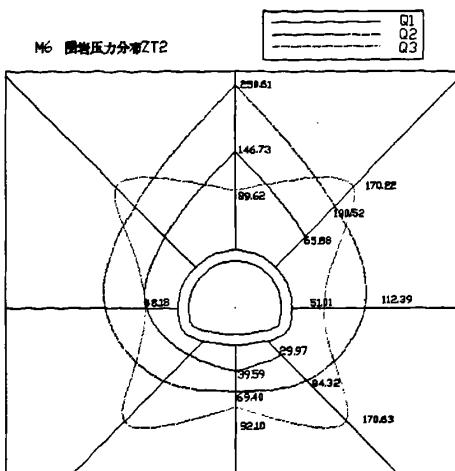


图 3.24 M6 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

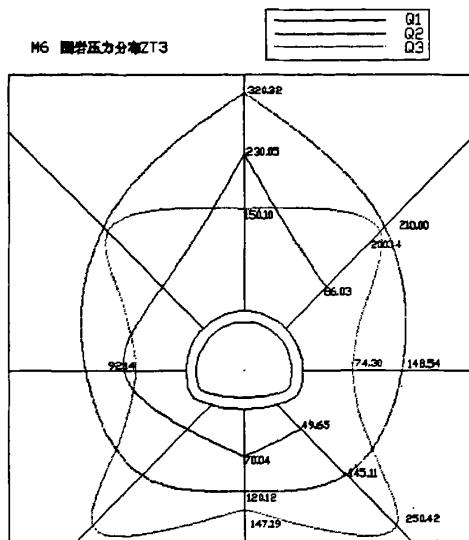


图 3.25 M6 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

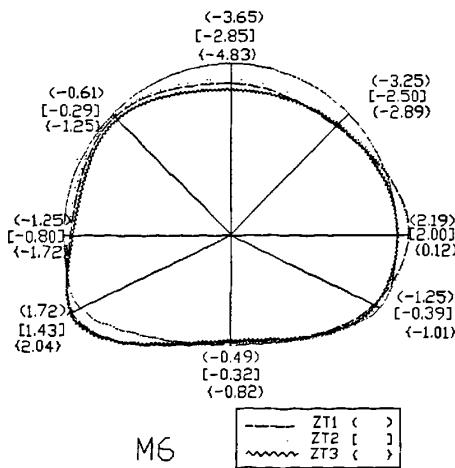


图 3.26 M6 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M6: 当围岩侧压力系数 $\lambda=0.5$ 时, 空洞存在右边墙背后, 在应力场竖向主应力的作用下, 衬砌上部和下部向内压入变形, 右侧边墙由于无被动抗力约束而向空洞中挤入, 故而裂纹最先在边墙与空洞中心相对应的区域产生, 通过试验跟踪测量发现, 系统加载至 0.5MPa 时候, 右边墙与空洞中心相对应的区域产生裂纹, 测得右边墙处的切向应力为拉应力, 达到极限抗裂状态时为 2.19MPa。另外, 仰拱部因曲率小, 面积大, 所受的竖向压力导致其产生向内压入的形变。右侧拱脚在右边墙变形的连带下向内压入, 左拱脚在左边墙和仰拱的共同作用下产生较大弯矩向外挤出变形。 P_y 加载到 0.6MPa 时, 仰拱与右拱脚相接区域产生裂纹, 右侧拱腰产生裂纹并逐渐发展, 左侧拱脚开裂并有不断扩大趋势, 衬砌结构达到极限抗裂强度。测得此时的围岩水平压力最大达到 115.00kPa, 竖直压力最大达到 186.01kPa, 衬砌上部受竖向压力的作用向内压入, 测得拱顶的切向压应力为 3.65MPa, 右侧拱腰切向压应力为 3.25MPa, 左侧拱腰的切向压应力为 0.61MPa。左侧拱脚在左边墙和仰拱的共同压入作用下产生向外的挤出变形趋势, 测得左拱脚的切向拉应力为 1.72MPa。

此时, 停止加载, 以水: 石膏=1: 1.15 的混合材料模拟 C20 混凝土对空洞进行回填压注, 待回填混凝土与围岩、衬砌结合稳定后, 衬砌周围形成分布均匀的承载环, 再继续加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

边墙处空洞被回填后, 填体产生的被动抗力有效的约束了边墙向空洞内变形的趋势, 但是由于围岩竖向压力为主, 竖向作用对结构影响很大, 仰拱和拱圈上部产生向内压入的变形, 导致病害集中到了拱脚区域, 拱脚成了破坏最严重的部位。当 P_y 值加载到 0.7MPa 时, 左侧拱脚产生裂纹并有继续发展趋势, 0.8MPa 时右侧拱脚产生裂纹并发展, 0.9MPa 时, 两拱脚处剥落, 衬砌结构完全破坏。完全破坏时, 测得围岩水平压力最大为 148.54kPa, 竖直压力最大达到 320.32kPa, 空洞回填体约束了衬砌向空洞内挤入的变形趋势, 测得结构破坏是右侧边墙的切拉向应力为 0.12MPa。砌上部依然受到围岩竖向压力的作用反正向内压入的形变, 测得拱顶的切向压应力为 4.83MPa, 右侧拱腰的切向压应力为 2.90MPa, 左侧拱腰的切向压应力为 1.25MPa。补强措施无法抑制左拱脚向外挤出的变形趋势, 测得左拱脚的切向拉应力为 2.04MPa, 左边墙的切向压应力为 1.72MPa, 仰拱的切向压应力为 0.82MPa。经处治, 隧道衬砌周围产生较均匀的承载环, 整体结构强度得到提高, 衬砌承载能力在水平方向提升近 1.3 倍, 竖直方向提升约 1.7 倍。

3.3 衬砌背后破碎围岩对隧道结构安全性的影响分析

3.3.1 衬砌背后破碎围岩模型试验

为了观测不同应力场下,不同位置的衬砌背后破碎围岩对隧道结构安全性影响,试验设置了破碎围岩位于拱顶衬砌背后和边墙衬砌背后2组试验,每组模型分别在侧压力系数为 $\lambda=1.5, \lambda=1, \lambda=0.5$ 的应力场下进行加载,共6个试验记模型编号依次为M7~M12。

(1) 极限抗裂过程

在荷载作用下,隧道衬砌的形态与结构应力会随周围岩体压力的变化而变化。为了观察隧道衬砌背后围岩存在破碎围岩时的变化规律,试验按照从 $P_y=0.1\text{ MPa}, P_x=\lambda P_y$ 开始,每级以 P_y 增加 0.1 MPa 的原则对模型进行逐级加载,直到洞室开始出现掉碴或裂纹时即达到极限抗裂荷载状态,停止加载。同时跟踪并观察加载过程中衬砌结构的形态变化,量测并记录衬砌应力及围岩压力的数据变化。

(2) 围岩加固过程

当衬砌达到其抗裂极限荷载时,停止加载,对破碎围岩施以注浆加固进行处治。加固的具体操作方法是:以水:模型石膏=1:1模拟C25工业混凝土,作为加固衬砌背后破碎围岩的注浆混凝土的相似材料,并令其稳定3~4小时,使注浆混凝土和围岩以及衬砌结构充分接触胶结,在衬砌周围形成分布较均匀的承载环。如图3.27所示:

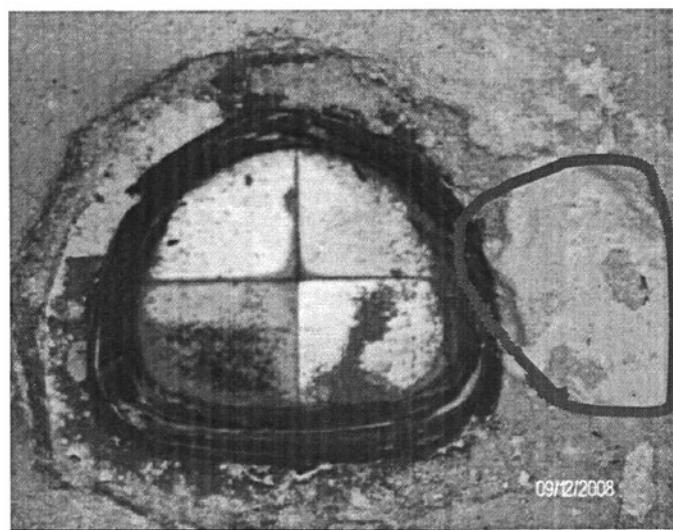


图 3.27 对边墙背后破碎围岩的注浆加固

(3) 结构破坏过程

注浆混凝土的相似材料注入破碎围岩中并且稳定3~4小时后,继续对模型施加荷载直到衬砌结构的完全破坏为止,同时跟踪观察加载过程中衬砌结构的形态变化和病害发

展, 量测记录衬砌压力及周围围岩压力的数据变化。

与空洞模型试验类似, 试验取其三个状态点作为研究隧道衬砌应力和围岩压力的主要依据, 分别是: 极限承载状态、加固稳定状态、最终破坏状态。

3.3.2. 试验结果

在本文中的模型实验中, 采用电阻应变计和 D Y B — 1 型电阻应变式土压力计来分别量测衬砌外侧的切向应变值和围岩的压力值。M7~M12 的实验结果包括隧道围岩压力分布特征和隧道衬砌切向应力分布特征图中符号所表示意义与衬砌背后空洞系列实验中的相同。

M7 试验结果与分析

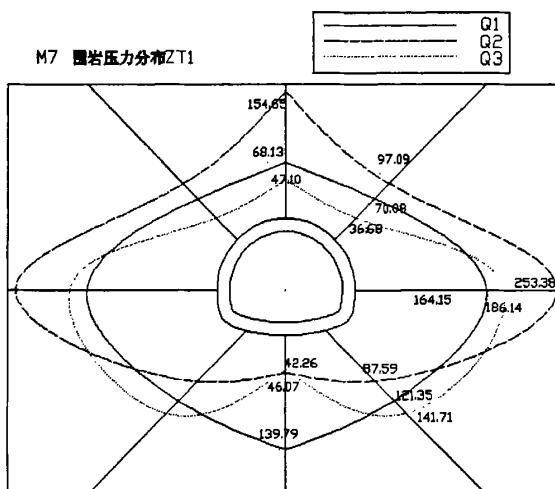


图 3.28 M7 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

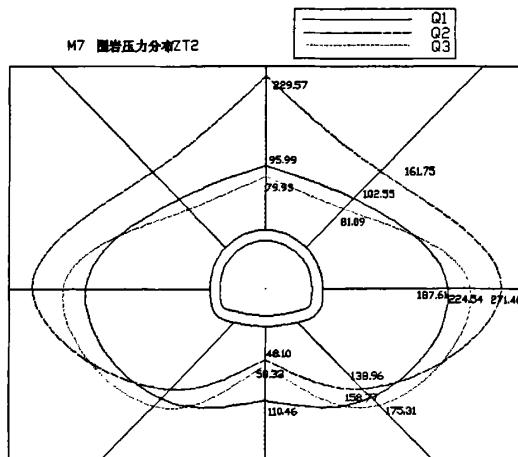


图 3.29 M7 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

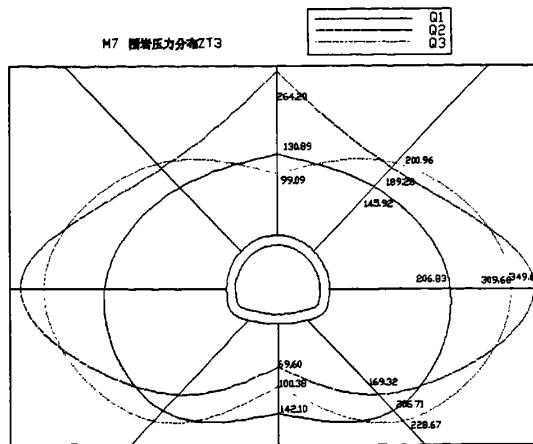


图 3.30 M7 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

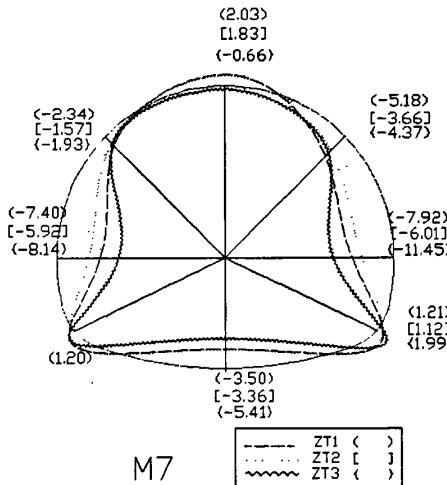


图 3.31 M7 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M7: 由于围岩压力以水平方向为主,且拱顶上方分布着破碎围岩,拱顶上方约束小,水平压力使拱顶上抬,拱部被动抗力不足导致拱顶处最早产生裂纹。通过试验跟踪测量,当 P_y 值加载到 0.5MPa,衬砌拱顶开始出现裂纹,并且裂纹有向洞室深处延伸的趋势。其次,拱脚因曲率大,应力集中明显,在边墙和仰拱向内压入的共同作用下,较早产生病害。0.6MPa 时两侧拱脚均产生裂纹,此刻衬砌结构达到极限抗裂强度。测得围岩水平压力最大达到 253.38kPa,竖直压力最大达到 154.65kPa,此时测得拱顶处受拉,其切向拉应力为 2.03MPa,两边墙在水平主应力的作用下向内压入变形,测得其切向压应力分别是 7.40MPa 和 7.92MPa,拱脚处因曲率大应力较集中,产生向外的挤出变形,两拱脚的切向拉应力分别是 1.05MPa 和 1.96MPa。

此时,停止加载,以水:石膏=1:1 的混合材料模拟 C25 工业混凝土对破碎围岩进行注浆加固,待回填混凝土与围岩岩体、衬砌结合稳定后,在衬砌周围形成分布均匀的

承载环，继续加载，观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

拱顶处的破碎围岩带被施以注浆加固后，注浆与围岩形成的加固体产生的较强被动抗力有效的约束了拱顶的上抬变形趋势。但是水平压力的作用依然明显，致边墙区域产生向内压入变形受力非常不利。当 P_y 值加载到 0.7MPa 时，左侧边墙出现裂缝并逐渐向拱腰方向延伸；同时，仰拱受竖向压力向内压入，也产生了裂纹；拱脚由于曲率较大，易产生应力集中，拱脚处向围岩方向挤出产生剥落现象。当 P_y 值加载到 0.8MPa 时，两边墙开裂，两拱脚和拱顶处剥落，衬砌结构被压溃完全破坏。测得衬砌最终破坏时，由于破碎围岩被加固，对拱顶上抬趋势产生约束，测得拱顶受压应力，其值为 0.66MPa；在水平主应力作用下，边墙和拱腰继续向内压入变形大，测得两边墙的切向压应力分别为 8.14MPa 和 11.45MPa，两拱腰的切向压应力分别为 1.93MPa 和 4.37MPa，拱脚继续保持向外挤出的变形趋势，其切向拉应力值分别是 0.95MPa 和 3.62MPa，仰拱在竖向应力作用下向内压入，其切向压应力为 5.41MPa。最终破坏时，围岩水平压力最大达到 349.62kPa，竖直压力最大达到 264.20kPa。可见，对破碎围岩的处治措施对与提高衬砌承载能力作用是比较明显的，水平方向提升近 1.4 倍，竖直方向提升约 1.7 倍。

M8 试验结果与分析

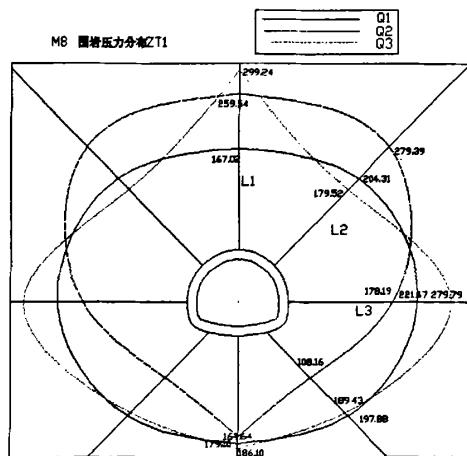


图 3.32 M8 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

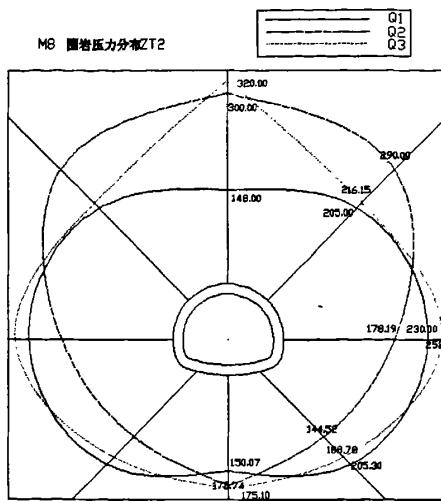


图 3.33 M8 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

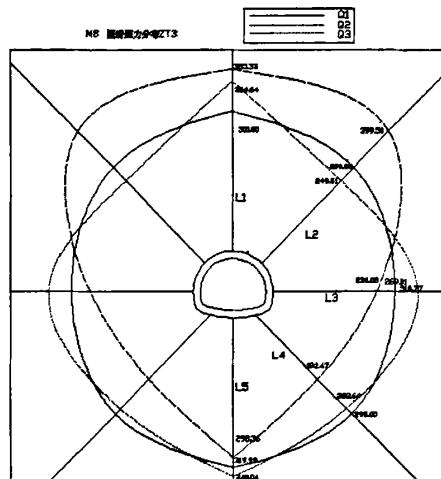


图 3.34 M8 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

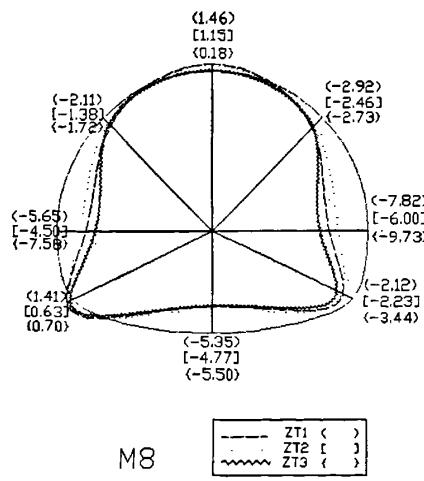


图 3.35 M8 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M8: 由于应力场的侧压力系数 $\lambda=1$, 且拱顶上方分布着破碎围岩, 水平压力使拱顶上抬, 但是拱顶上方的破碎围岩相对空洞的具有一定约束作用, 并且水平压力相对 M7 中较弱, 因此, 并未发现病害在拱顶处的明显集中。而在围岩压力的挤压作用下, 曲率大的拱脚处较早发生病害。通过试验跟踪测量发现, 当 P_y 值加载到 0.7MPa, 两拱脚处开始起皮, 1.0MPa 时, 右拱脚处产生裂纹并向右拱腰延伸, 此刻衬砌结构达到极限抗裂强度。测得围岩水平压力最大达到 279.79kPa, 竖直压力最大达到 299.24kPa, 此时测得拱顶处受拉, 其切向拉应力为 1.46MPa, 同时测得左拱脚也受到拉应力影响向围岩方向挤出变形, 其切向拉应力为 1.41MPa。除此之外, 其他部位均受压向内变形, 两边墙的切向压应力分别为 5.65MPa 和 7.82MPa, 两拱腰的切向压应力分别为 2.11MPa 和 2.92MPa。

此时, 停止加载, 以水: 石膏=1: 1 的混合材料模拟 C25 工业混凝土对破碎围岩进行注浆加固, 待回填混凝土与围岩岩体、衬砌结合稳定后, 在衬砌周围形成分布均匀的承载环, 继续加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

拱顶处的破碎围岩带被施以注浆加固后, 衬砌、混凝土浆与围岩结合时衬砌周围形成分布较均匀的承载环。但是由于水平压力的作用, 边墙拱腰区域产生向内压入的变形, 是病害较集中的区域。当 P_y 值加载到 1.1MPa 时, 左侧边墙出现裂缝并逐渐向左拱腰方向发展, 随后右拱腰产生裂纹向拱顶延伸。仰拱受竖向压力向内压入, P_y 加载到 1.2MPa 时, 仰拱发生剥落现象; 1.3MPa 时, 右边墙产生裂缝迅速发展, 此时衬砌结构被压溃完全破坏。测得衬砌最终破坏时, 围岩水平压力最大达到 318.77kPa, 竖直压力最大达到 385.33kPa; 由于对破碎围岩进行了加固, 拱顶上抬趋势受到约束, 衬砌结构整体发生向内压入变形, 测得拱顶受切向拉应力比补强前小, 其值为 0.18MPa; 在围岩压力作用下, 测得左侧拱脚的切向拉应力比补强前有所减小为 0.70MPa, 两边墙处的切向压应力分别是 7.58MPa 和 9.73MPa, 两拱腰处的切向压应力分别为 1.72MPa 和 2.73MPa。对破碎围岩的处治措施后, 衬砌结构的承载能力得到提高, 水平方向提升约 1.14 倍, 竖直方向提升近 1.3 倍。

M9 试验结果与分析

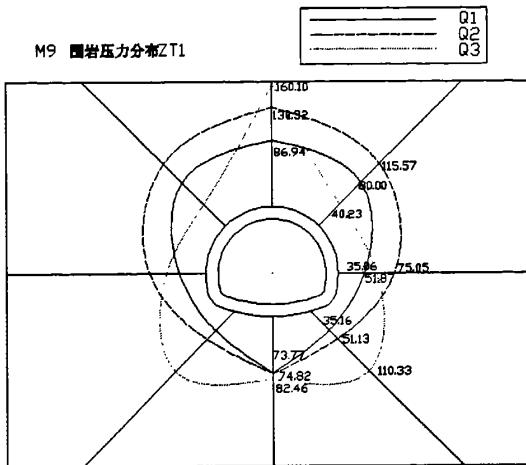


图 3.36 M9 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

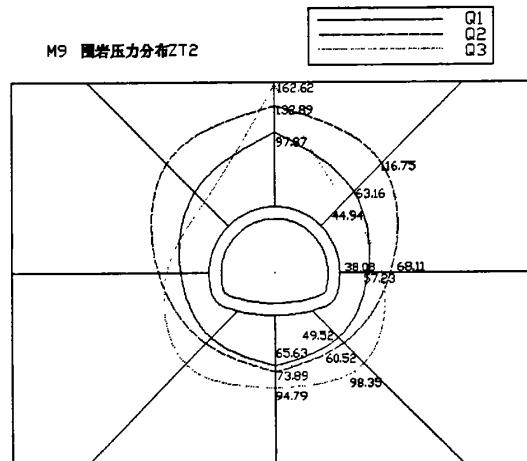


图 3.37 M9 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

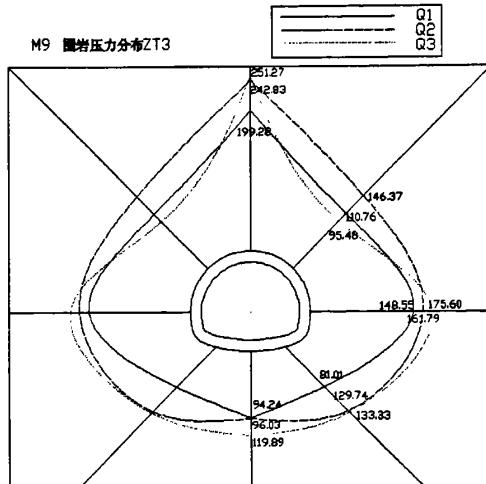


图 3.38 M9 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

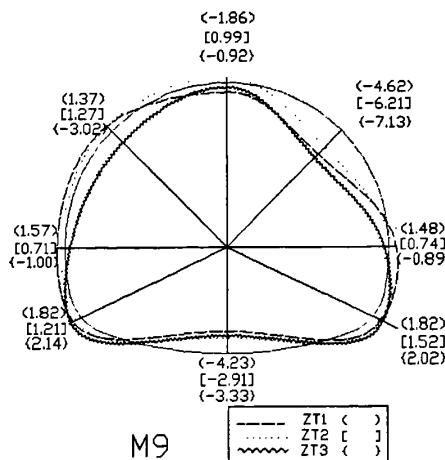


图 3.39 M9 隧道衬砌向应力分布图 (单位: MPa)

M9: 当应力场侧压力系数 $\lambda=0.5$, 破碎围岩分布在拱顶上方区域时, 拱脚因曲率大应力集中明显, 在竖向主应力的作用下拱脚向外挤出变形, 最早出现病害; 通过测量发现, 当 P_y 值加载到 0.5MPa, 两拱脚处开始起皮; 而仰拱因曲率小面积大而受到较大竖向压力向内压入变形, 当 P_y 加载至 0.7MPa, 仰拱出现裂缝, 拱顶与破碎围岩带边缘对应的拱腰处受到较大的弯矩, 而产生裂纹并有发展趋势, 此刻衬砌结构达到极限抗裂强度。如图 3.34 所示, 测得围岩水平压力最大达到 75.05kPa, 竖直压力最大达到 160.10kPa。如图 3.48 所示, 此时测得两拱脚受拉, 其切向拉应力均为 1.82 MPa, 仰拱处向内压入变形, 其切向压应力为 4.62MPa, 右侧拱腰受压较严重, 测得其切向压应力为 6.37MPa。

此时, 停止加载, 以水: 石膏=1: 1 的混合材料模拟 C25 工业混凝土对破碎围岩进行注浆加固, 待回填混凝土与围岩岩体、衬砌结合稳定后, 在衬砌周围形成分布均匀的承载环, 继续加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

拱顶处的破碎围岩带被施以注浆加固后, 注浆混凝土与破碎围岩形成的加固体对拱圈上部有一定的约束作用; 于是在竖向压力的作用下, 仰拱持续向内压入变形, 导致拱脚向围岩方向挤出的形变, 成为破碎围岩处治后隧道病害最集中的。当 P_y 值加载到 0.8MPa 时, 右侧拱脚产生裂纹并向右边墙发展, 0.9MPa 时, 破碎围岩两边缘与拱顶对应区域 (拱腰附近) 由于所受弯矩较大均产生裂缝, 1.0MPa 时, 仰拱处产生剥落, 右拱脚处开裂并发展, 此时衬砌结构完全破坏。如图 3.36 所示, 测得衬砌最终破坏时, 围岩水平压力最大达到 175.06kPa, 竖直压力最大达到 251.27kPa; 仰拱部向内压入变形, 其切向压应力为 3.33MPa; 测得两侧拱脚的切向拉应力分别是 2.14MPa 和 2.02MPa; 竖向压力对拱腰的挤压也非常显著, 测得两拱腰的切向压应力分别是 3.02MPa 和 7.13MPa。

对破碎围岩的处治措施后,衬砌结构的承载能力得到提高,水平方向提升约2.3倍,竖直方向提升约1.5倍。

M10 试验结果与分析

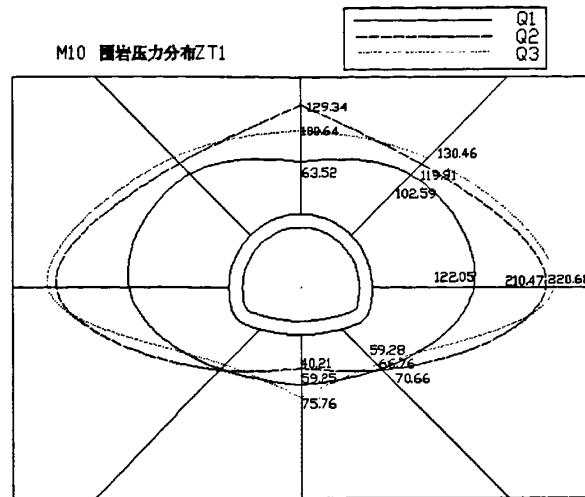


图 3.40 M10 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

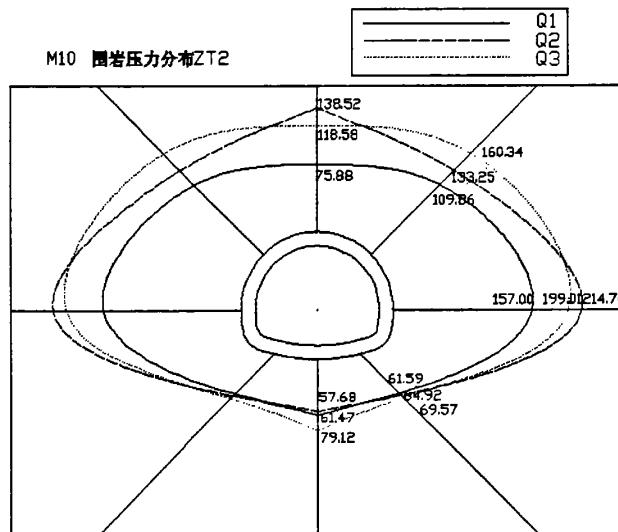


图 3.41 M10 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

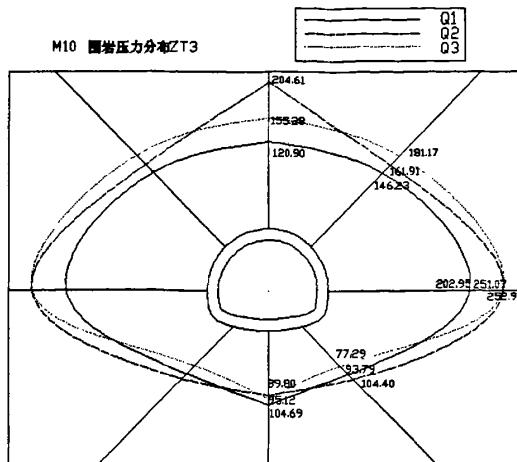


图 3.42 M10 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

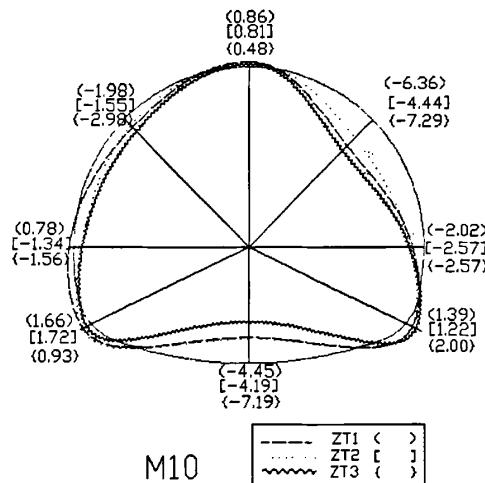


图 3.43 M10 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M10: 边墙背后分布着破碎围岩, 应力场的侧压力系数 $\lambda=1.5$ 时, 边墙拱腰在水平压力下受力最为不利, 另外, 拱脚因曲率大而成为应力集中的区域, 在水平主应力的作用下, 拱脚向外挤出变形, 成为最早出现病害的部位。通过试验测量发现, 当 P_y 值加载到 0.5MPa, 左侧拱脚处开始起皮, 左边墙产生裂纹并逐渐发展, P_y 加载到 0.7MPa 时, 左拱脚与仰拱左侧相接区域产生裂缝。同时由于破碎围岩带存在于右边墙背后, 该区域受力不均匀, 易产生病害。 $P_y=0.7$ MPa 时, 右边墙处也产生裂纹并发展。此刻衬砌结构达到极限抗裂强度。如图 3.37 所示, 测得围岩水平压力最大达到 220.68kPa, 坚直压力最大达到 129.34kPa。如图 3.49 所示, 此时测得两拱脚受拉, 其切向拉应力分别为 1.66MPa 和 1.39MPa, 仰拱处向内压入变形, 其切向压应力为 4.45MPa, 右侧拱腰受压较严重, 测得其切向压应力为 7.29MPa, 另外测得左边墙受拉且切向应力值为 0.78MPa。

此时,停止加载,以水:石膏=1:1的混合材料模拟C25工业混凝土对破碎围岩进行注浆加固,待回填混凝土与围岩岩体、衬砌结合稳定后,在衬砌周围形成分布均匀的承载环,继续加载,观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

边墙背后的破碎围岩带被施以注浆加固,注浆混凝土、衬砌与围岩形成的胶结后使拱圈受力趋于均匀,加固后的加载过程中;但是由于水平主应力的作用,拱顶受到挤压向外上抬变形,当 P_y 值加载到0.9MPa时,拱顶处产生裂纹并逐渐发展,同时右侧拱腰产生裂纹并发展。拱腰和边墙是水平应力为主的应力场中受力最不利的区域,也是对破碎围岩处治后病害较集中的区域。1.0MPa时,左拱脚和左边墙处各产生了一处断裂,衬砌结构完全破坏。如图3.39所示,测得衬砌最终破坏时,围岩水平压力最大达到252.96kPa,竖直压力最大达到204.61kPa;由于水平压力为主应力,拱顶受到水平主应力的作用向外挤出,测得拱顶切向拉应力为0.48MPa,由于注浆围岩体的约束,在水平主应力作用下,拱圈水平方向的各区域均向内压入变形,其中右侧拱腰受压最严重,其切向压应力为7.29MPa,另外左侧拱腰的切向压应力为2.98MPa,左右两边墙的切向压应力分别为1.56MPa和2.57MPa。两拱脚发生向围岩方向的挤出形变,其切向拉应力分别为0.93MPa和2.0MPa。仰拱继续向内压入,其切向压应力为7.19MPa。边墙衬砌背后的破碎围岩经过处治后,衬砌结构的承载能力得到提高,水平方向提升约1.15倍,竖直方向提升约1.5倍。

M11 试验结果与分析

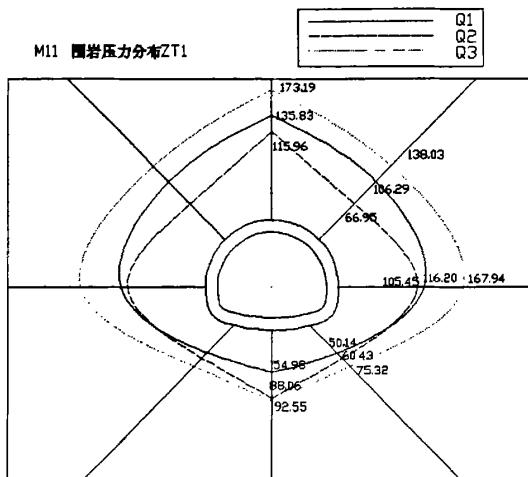


图3.44 M11状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

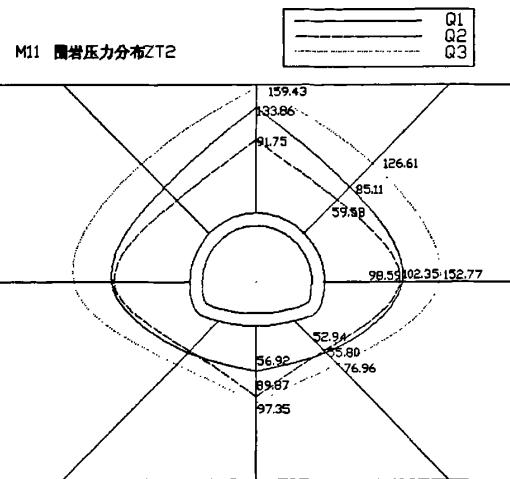


图 3.45 M11 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

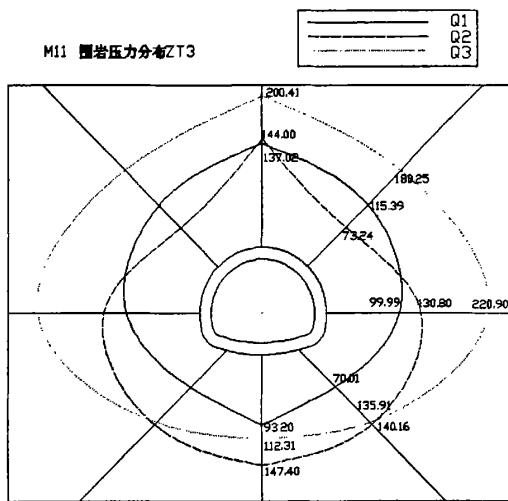


图 3.46 M11 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

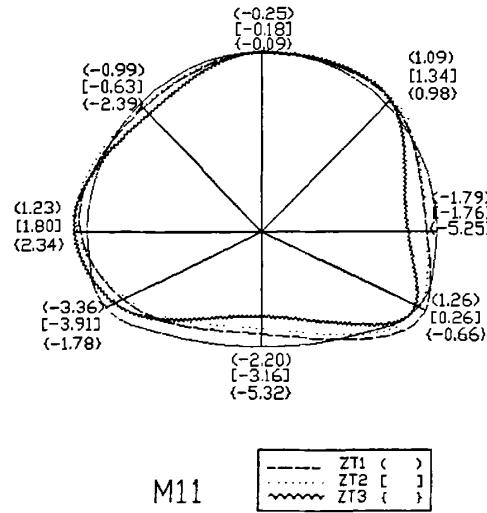


图 3.47 M11 隧道衬砌剪切向应力分布图 (单位: MPa)

M11：当右侧边墙背后分布着破碎围岩，由于应力场的侧压力系数 $\lambda=1$ ，在水平压力的作用下，左侧拱腰向内压入，同时，仰拱因曲率小面积大，受到竖向应力后向内压入带动左侧拱脚也向内压入，这样就导致左边墙被挤压向外挤出变形，病害最早于左侧边墙区域产生。通过试验测量发现，当 P_y 值加载到 0.6MPa，左侧边墙产生裂纹并向拱腰方向延伸。由于右侧边墙背后存在破碎围岩带，衬砌受力不均匀，形成右拱腰向外挤出，右边墙向内压入的效果，衬砌右侧与破碎围岩带上缘相对应区域（约右拱腰处）由于受到较大弯矩产生裂纹， P_y 加载到 0.7MPa 时，衬砌与破碎围岩带中部相对应区域（约边墙处）产生裂纹，同时左侧拱腰在水平压力下发生开裂现象，此刻衬砌结构达到极限抗裂强度。如图 3.44 所示，测得围岩水平压力最大达到 173.19kPa，竖直压力最大达到 167.94kPa。如图 3.47 所示，仰拱切向压应力为 2.20MPa，此时测得左边墙受拉，其切向拉应力为 1.23MPa，左拱腰受压，其切向压应力为 0.99MPa，右拱腰处的切向拉应力为 1.09MPa，右边墙处的切向压应力为 1.79MPa。

此时，停止加载，以水：石膏=1：1 的混合材料模拟 C25 工业混凝土对破碎围岩进行注浆加固，待回填混凝土与围岩岩体、衬砌结合稳定后，在衬砌周围形成分布均匀的承载环，继续加载，观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

边墙背后的破碎围岩带被施以注浆加固后，注浆混凝土、衬砌结构与围岩体胶结使衬砌周围形成较均匀的承载环，尤其对拱圈右侧区域有一定的加固效果，右拱腰处的切向拉应力比补强前有所下降，衬砌与破碎围岩带中部的裂缝扩大趋势得到抑制。当 P_y 值加载到 0.8MPa 时，左拱腰处产生裂纹并向两侧发展，0.9MPa 时，左拱脚和仰拱左侧部分处均产生了裂纹，1.1MPa 时，受水平压力的挤压作用，拱顶处产生纵向的开裂并发展，衬砌结构完全破坏，总体来说左侧边墙和左侧拱腰区域是处治后病害较集中的区域。如图 3.42 所示，测得衬砌最终破坏时，围岩水平压力最大达到 220.90kPa，竖直压力最大达到 200.41kPa：受水平压力的作用，左侧拱腰向内压入变形，其切向压应力 2.39MPa，同时左侧拱脚和仰拱也都向内压入，切向压应力分别为 1.78MPa 和 5.32MPa，拱顶受到水平主应力的作用向外挤出故测得其切向压应力比补强前小，其值为 0.9MPa，同时测得右侧拱腰受拉，其切向拉应力为 0.98MPa，右边墙受压应力其切向应力值为 5.25MPa。对边墙衬砌背后的破碎围岩实施注浆加固后，衬砌结构的承载能力得到一定的提高，整体提升约 1.3 倍。

M12 试验结果与分析

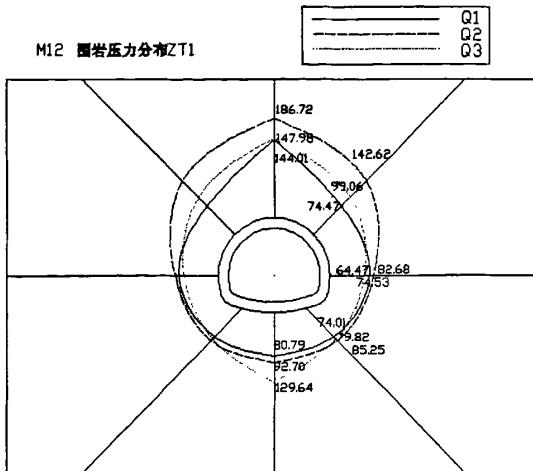


图 3.48 M12 状态一 围岩压力分布图 (单位: kPa)

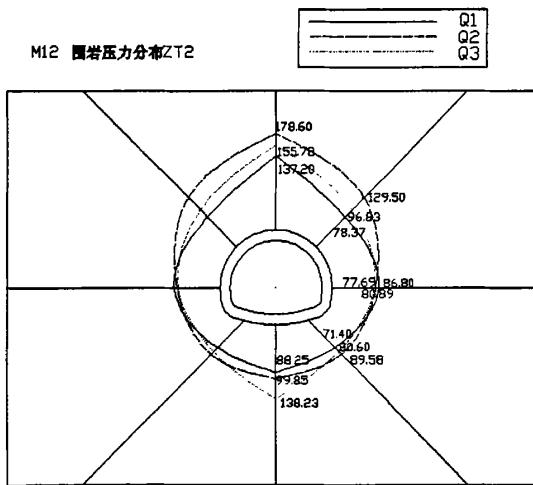


图 3.49 M12 状态二 围岩压力分布图 (单位: kPa)

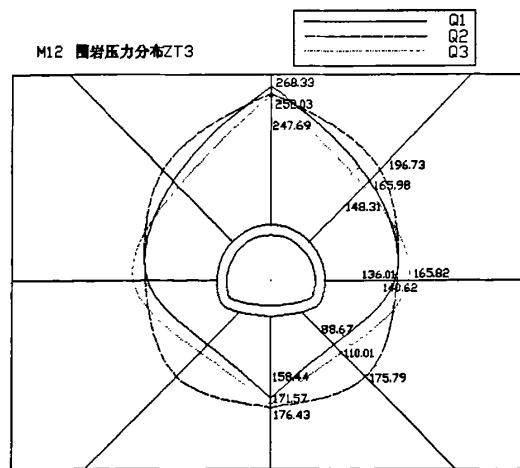


图 3.50 M12 状态三 围岩压力分布图 (单位: kPa)

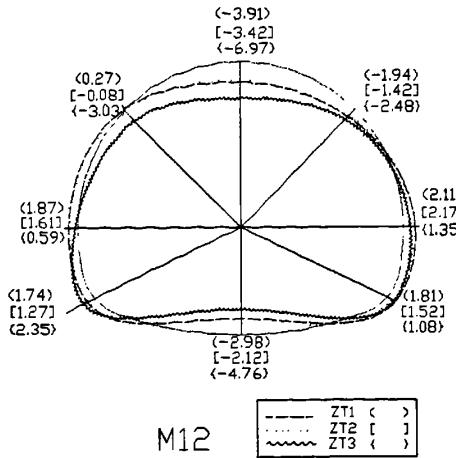


图 3.51 M12 隧道衬砌切向应力分布图 (单位: MPa)

M12: 当边墙背后分布着破碎围岩, 应力场的侧压力系数 $\lambda=0.5$, 在竖向主应力的作用下, 仰拱因曲率小面积大, 向内压入变形, 这就导致左边墙和左拱脚被挤压向围岩方向挤出变形, 病害最早出现在左侧边墙和左侧拱脚附近。通过试验测量发现, 当 P_y 值加载到 0.4MPa, 左侧边墙开始起皮, 随后, 左拱脚区域和仰拱处产生裂纹。其次, 右边墙因背后存在破碎围岩带约束作用小, 在竖向应力挤压作用下, 边墙处衬砌向外挤出变形, 较早产生病害, P_y 加载到 0.5MPa 时, 右拱脚以及衬砌与破碎围岩带中部相对应区域(约右边墙处)产生裂纹并有延伸趋势, 此刻衬砌结构达到极限抗裂强度。如图 3.43 所示, 测得围岩水平压力最大达到 82.68kPa, 竖直压力最大达到 186.72kPa。如图 3.51 所示, 受竖向主应力作用, 仰拱和拱顶均向内压入变形切向应力值分别为 2.98MPa 和 3.91MPa, 受竖向挤压作用左侧边墙和左侧拱脚向外挤出, 最早开始起皮, 其切向拉应力分别为 1.87MPa 和 1.74MPa, 同时右边墙向破碎围岩带挤出变形, 其切向拉应力为 2.11MPa, 另外测得右侧拱脚的切向拉应力为 1.81MPa。

此时, 停止加载, 以水: 石膏=1: 1 的混合材料模拟 C25 工业混凝土对破碎围岩进行注浆加固, 待回填混凝土与围岩岩体、衬砌结合稳定后, 在衬砌周围形成分布均匀的承载环, 继续加载, 观测处治措施对衬砌结构强度的影响。

边墙背后的破碎围岩带被施以注浆加固, 注浆与围岩形成的加固体对拱圈右侧区域形成较强约束作用, 右边墙处的挤出变形得到有效抑制。但是竖向压力的作用依然明显, 使拱顶和仰拱继续向内压入变形, 故而在两拱脚处形成较强弯矩, 致两拱脚病害较集中。当 P_y 值加载到 0.8MPa 时, 右拱脚和右拱腰区域均产生裂纹, 左拱脚的裂纹也迅速发

展。在以竖向压力为主的应力场中,拱圈上部即拱顶拱腰部分是受力非常不利的区域,当 P_y 值加载到 0.9MPa 时,受竖向主应力的挤压作用,拱顶和仰拱均向内压入分别产生裂纹。1.0MPa 时,拱顶产生剥落现象,破坏严重,衬砌结构完全破坏。图 3.45 所示,测得衬砌最终破坏时,围岩水平压力最大达到 165.82kPa,竖直压力最大达到 268.33kPa;拱顶和仰拱向内压入变形严重,其切向压应力分别为 6.97MPa 和 4.76MPa,受注浆加固体的补强作用,右边墙处的切向拉应力比补强前有所减小,其切向应力值为 1.35MPa,受竖向主应力的挤压作用两侧拱脚均向外挤出变形,测得其切向拉应力分别为 2.35MPa 和 1.08MPa。边墙衬砌背后的破碎围岩经过处治后,衬砌结构的承载能力得到提高,水平方向提升约 2 倍,竖直方向提升约 1.4 倍。

3.4 小结

本章针对公路隧道衬砌背后围岩空洞和破碎围岩对结构安全性的影响和处治对策问题,设计了 12 组隧道模型试验。通过模型试验,可以得出如下结论:

(1) 空洞位于拱顶正上方时,侧压力系数 λ 越大,拱顶中心区域病害越集中,并且发展速度也越快;随着侧压力系数 λ 减小,病害集中区域逐渐有拱顶中心区域转移向空洞两侧边缘与衬砌相对应的拱肩区域。

例如,实验 M3 中,两侧拱腰至拱顶的应力曲线与衬砌弧线相交的区域因此处弯矩值相对较大致病害较集中(见图 3.23)。围岩的水平压力没有像 M1、M2 试验中那样使拱顶向空洞处剧烈上抬而产生裂纹。这说明在拱顶空洞一定小范围内,围岩竖向压力为主的应力场对拱顶正中处的上抬作用不明显,拱顶与空洞两侧边缘对应的拱肩处是病害较集中的区域。

对隧道施以回填压注进行处治后,空洞被回填密实,衬砌、回填混凝土和围岩胶结形成加固体,在衬砌周围形成较均匀的承载环,隧道的承载能力得到一定程度的提高。随侧压力系数 λ 的增大,病害在拱腰及边墙区域集中程度越高,在实际工程应用中,对于水平压力较大的应力场,隧道的拱腰边墙应当成为主要的监测部位。

(2) 空洞位于右侧边墙背后时,侧压力系数 λ 越大,则病害在空洞两侧边缘与边墙衬砌对应区域集中程度越明显;随着侧压力系数 λ 的减小,病害在空洞中心与边墙衬砌对应区域集中程度越高。

例如试验结果分析中所述,仰拱部因曲率小,面积大,所受的竖向压力导致其产生向内压入的形变,与 M4 不同, M5 中,应力场侧压力系数的减小降低了水平向压力对

结构的约束,故仰拱在M5试验过程中破坏不如M4中那样严重。因此在实施处置措施前,衬砌右侧的边墙和拱腰为病害多发区域。

对隧道施以回填压注进行处治后,空洞被回填密实,衬砌、回填混凝土和围岩胶结形成加固体,在衬砌周围形成较均匀的承载环,隧道的承载能力得到一定程度的提高。与空洞位于拱顶上方情况类似,处治加固后,随侧压力系数 λ 的增大,病害在拱腰及边墙区域集中程度越高。另外,无论补强前后,在研究的三种应力场中,左侧拱脚均受到较强拉应力。

(3)破碎围岩分布在拱顶上方时,不同应力场下病害分布的规律与空洞位于拱顶上方时相似,随着侧压力系数 λ 的增大,病害在破碎围岩带中心对应的拱顶区域越集中,并且发展速度也越快;随着侧压力系数 λ 减小,病害集中区域逐渐有拱顶中心区域转移向空洞两侧边缘与衬砌相对应的拱肩区域。

对隧道实施加固技术后,破碎围岩被注浆混凝土加固,随侧压力系数 λ 的减小,病害的集中区域由边墙注浆向在拱腰区域转移。

(4)破碎围岩分布在右侧边墙背后时,随着侧压力系数 λ 减小,病害在破碎围岩带相应的衬砌区域即边墙区域集中程度越高,发展速度也越快。

对隧道实施加固技术后,破碎围岩被注浆混凝土加固,随侧压力系数 λ 的减小,病害的集中区域由边墙向在拱顶区域转移,并且无论补强前后,在研究的三种应力场中,左侧边墙和左侧拱腰区域病害都比较集中,值得我们在实际工程应用中给予重视。

(5)从试验总体来看,加固技术对隧道起到了较好的补强效果,其具体的抗裂极限荷载、极限荷载以及承载能力提高的比率见下表3.2:

模型号		M1		M2		M3		M4		M5		M6	
		P _x	P _y										
油缸出力 (MPa)	抗裂极限荷载	0.75	0.5	0.8	0.8	0.3	0.6	1.05	0.7	0.7	0.7	0.3	0.6
	极限荷载	1.2	0.8	0.8	1.2	0.4	0.8	1.35	0.9	1.1	1.1	0.45	0.9
围岩压力 (kPa)	抗裂极限荷载	272.75	155.52	342.72	334.82	159.79	291.8	320.12	229.64	197.38	230.45	115	186.01
	极限荷载	503.04	305.14	406.8	414.17	184.67	375.33	378.15	357.91	389.95	400.31	148.54	320.32
承载力提升比(倍)		1.8	2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.2	1.6	1.9	1.7	1.3	1.7
M7		M8		M9		M10		M11		M12			
		P _x	P _y										
油缸出力 (MPa)	抗裂极限荷载	0.9	0.6	1	1	0.35	0.7	1.05	0.7	0.7	0.7	0.25	0.5
	极限荷载	1.2	0.8	1.3	1.3	0.6	1	1.5	1	1.1	1.1	0.6	1
围岩压力 (kPa)	抗裂极限荷载	253.38	154.65	279.79	299.24	75.05	160.1	220.68	129.34	173.19	157.94	82.68	186.72
	极限荷载	349.62	264.2	318.77	385.33	175.06	251.27	252.96	204.61	220.9	200.41	165.82	268.33
承载力提升比(倍)		1.4	1.7	1.1	1.3	2.9	1.6	1.1	1.6	1.3	1.2	2	1.4

第四章 公路隧道衬砌背后围岩缺陷对结构安全性的影响及处治对策的数值模拟分析

4.1 概述

作为物理模拟，模型试验可以直观反映围岩变形的非线性特征和围岩的破坏过程，但物理模拟受到模型尺寸的制约和试验成本的限制，往往无法实现全场的定量监测。

为了更全面把握隧道的应力变化特征，作为物理模拟研究的补充，针对隧道病害不同类型和不同工况，本文采用数值模拟方法分析病害处治前后隧道的弯矩和轴力分布特征，并且与模型试验结果对比分析，综合评价病害处治的效果。

4.2 数值模拟与计算参数

4.2.1 有限元法简介

在众多工程数值计算方法中，有限元法（FEM）很早就以其适用性强的凸出有点成为工程数值分析中最有效的工具。如今有限单元法已十分成熟的在各个领域的工程分析中广泛应用。

有限元法的基本思想是将连续的求解区域离散为一组有限个、按一定方式相互连接在一起的单元的组合体。由于单元能按不同的连接方式进行组合，且单元本身又可以有不同的形状，因此可以模型化几何形状复杂的求解区域。有限元法作为数值分析方法的另一个重要特点是利用每一个单元内假设的近似函数来分片地表示全求解域上待求的未知场函数。这样一来，一个问题的有限元分析中，未知场函数或其导数在各个结点上的数值就成为新的未知量（即自由度），从而使一个连续的无限自由度问题变成离散的有限自由度问题。一经求解这些未知量，就可以通过插值函数计算出各个单元内场函数的近似值，从而得到整个求解域上的近似解。显然随着单元数目的增加，即单元尺寸的缩小，或者随着单元自由度的增加及插值函数精度的提高，解的近似程度将不断改进。如果单元是满足收敛要求的，近似解最后将收敛于精确解。

4.2.2 计算软件简介

本文所用计算软件 ANSYS 是一种大型通用有限元软件。能够进行包括结构、热、声、流体、电磁场等学科的研究。在土木工程、航空航天、交通等领域有着广泛的应用。它的功能有以下几个特点：

1. 建立计算模型或者输出结构或系统的 CAD 模型；

2. 应用施加荷载或者其他条件;
3. 研究模型的物理响应, 比如应力水平等;
4. 做数值模拟试验;
5. 对结构进行优化设计。

4.2.3 材料计算参数选取

在本文有限元数值分析中, 隧道围岩材料特性按均质弹塑性体考虑, 材料力学特性假定遵循 Drucker-Prager 屈服准则, 所谓的 Drucker-Prager 屈服准则是把对岩土屈服有重要影响的净水应力因素加入了 mises 准则中去, 来模拟岩土的塑性屈服, 当材料进入塑性状态后, 其应力应变关系由塑性理论中的增量法求解。另外, 视一次衬砌为线弹性体, 隧道的受力和变形为平面应变问题。

对于 Drucker-Prager 屈服准则, 其等效应力为:

$$\sigma_c = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{s\}^T \|M\| \{s\} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.1)$$

式中: σ_c ——等效应力;

σ_m ——平均正应力或静水应力, $\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$;

$\{s\}$ ——偏应力向量, $\{s\} = \{\sigma\} - \sigma_m [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$, 且 $\{\sigma\}$ 为应力张量;

β ——材料常数, 且 $\beta = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$, ϕ 为材料的内摩擦角;

$[M]$ ——系数矩阵。

而材料屈服常数定义为: $\sigma_c = \frac{6c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$ (4.2)

式中: c ——材料内聚力;

ϕ ——材料的内摩擦角。

于是 Drucker-Prager 屈服准则就是:

$$F = 3\beta \cdot \sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{s\}^T \|M\| \{s\} \right]^{\frac{1}{2}} - \sigma_c \quad (4.3)$$

计算模型中, 采用 4 节点等参平面实体单元 (PLANE42) 模拟围岩, 采用 2 节点等参平面梁单元 (BEAM3) 模拟一次衬砌, 用 4 节点等参平面实体单元 (PLANE42) 模

拟二次衬砌。

试验采用卧式加载,故有限元分析模型中,数值模型采用平面二维模型,不考虑围岩及衬砌自重;一次衬砌用梁单元进行模拟,其模量为钢拱架和喷射混凝土的综合模量,是喷射混凝土的模量的1.2倍,并利用梁单元来分析加载后衬砌承受的轴力和弯矩情况;围岩和加固体均用二维平面应变单元进行模拟。几种材料的基本物理参数见表4.1。

表4.1 参数值选取

介质类型	弹性模量 E (GPa)	泊松比 μ	内摩擦角 ϕ (°)	粘聚力 C (MPa)
围岩	1.5	0.35	24	0.1
一次衬砌	30	0.167	/	/
二次衬砌	30	0.167	/	/
空洞	0.015	0.35	20	0.001
破碎围岩	0.15	0.35	22	0.01
加固体	30	0.167	/	/

4.3 模型计算

为了使得数值计算与模型试验的结果记性相互验证,数值计算的有限元模型中隧道尺寸按物理试验模型中隧道尺寸的 $C_1=80$ 倍放大,同时,为了减少二维有限元模型对计算结果误差的不利影响。计算模型的地层范围按以下原则确定:水平方向取约7倍隧道洞径约90米的范围,垂直方向取约6倍隧道洞径约80米的范围。模型网格划分如图4.1所示。

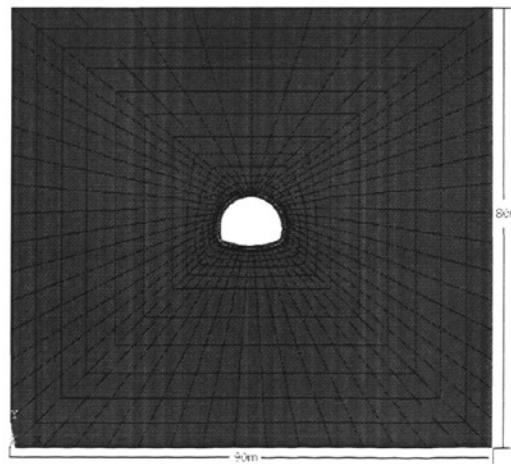


图4.1 网格划分图

数值分析中,荷载添加方式参照试验的加载办法,以不同的 λ 值:1.5、1、0.5模拟不同的应力场,分别观察拱顶上方存在空洞,边墙背后存在空洞,拱顶上方存在破碎围岩带和边墙背后存在破碎围岩带等四种工况下的受力结果和加固效果。

4.3.1 衬砌背后空洞模拟结果分析

(1) 空洞位于拱顶上方

由于衬砌的受力情况直接影响到隧道的稳定性,在隧道整个受力分析中十分重要。模拟计算得到加固前的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:

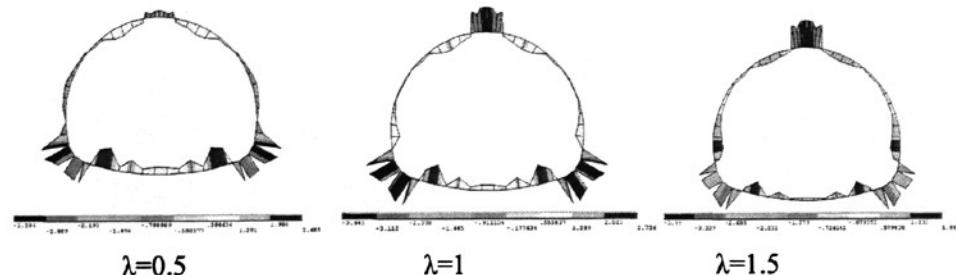


图 4.2 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

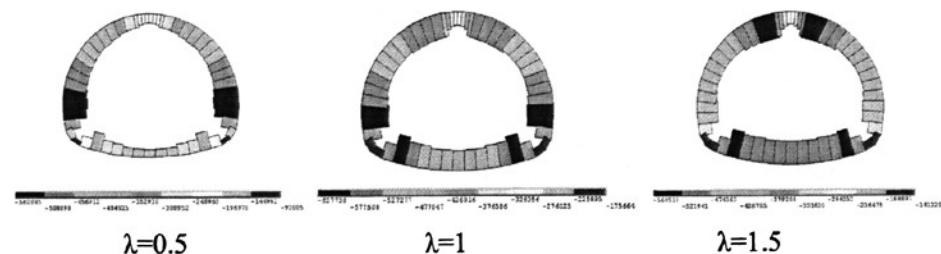


图 4.3 衬砌轴力图 (单位: N)

加固后的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:

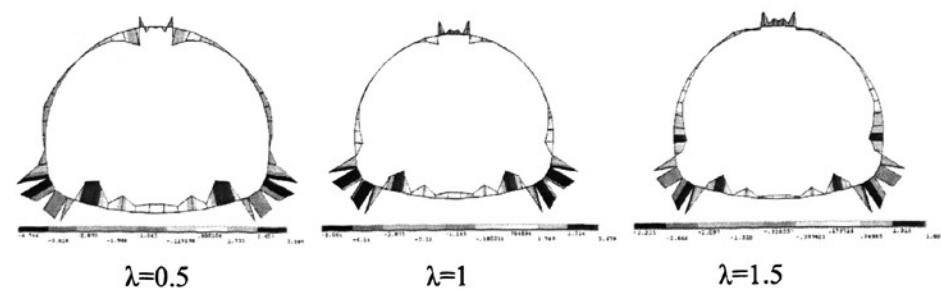


图 4.4 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

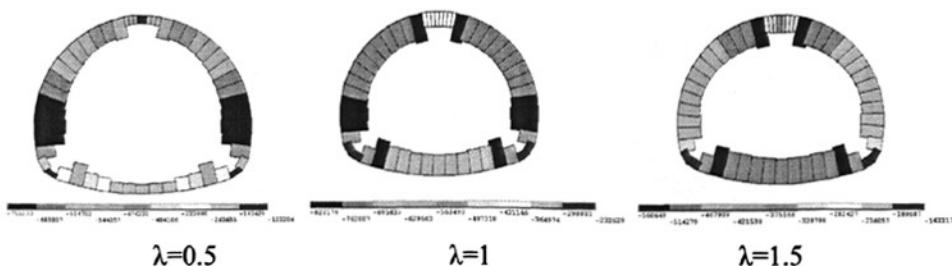


图 4.5 衬砌轴力图 (单位: N)

通过以上数值模拟的结果,我们可以发现如下规律:

空洞位于拱顶正上方时,拱顶处都产生了较大的负弯矩,随着侧压力系数 λ 的增大,拱顶区域承受的弯矩绝对值越大,而拱肩和仰拱区域承受的弯矩绝对值则越发减小,边墙部位的弯矩由负值变为正值并不断增大;而拱脚处在三种应力场下均承受较大的负弯矩。这与试验中空洞位于拱顶正上方时,侧压力系数 λ 越大,拱顶中心区域病害越集中,并且发展速度也越快的结论是相吻合的。

对隧道加固后,空洞被回填,拱顶处的负弯矩绝对值明显减小,甚至出现少许正弯矩,这说明对空洞的回填有效的抑制了拱顶处衬砌的变形。而随侧压力系数 λ 的增大,仰拱处的弯矩绝对值减小,拱肩处的正弯矩逐渐减小,在 $\lambda=1.5$ 时变为负弯矩;在边墙和拱腰处,随侧压力系数 λ 的增大,其负弯矩逐渐变为正值并不断增大。

由衬砌的轴力图可知,在竖向主应力作用下,衬砌的边墙处承受的轴力最大;在横向主应力作用下,最大轴力存在于空洞两侧边缘对应的拱肩处以及仰拱两端,而次大的轴力往往分布于拱腰区域。

(2) 空洞位于右侧边墙背后

模拟计算得到加固前的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:

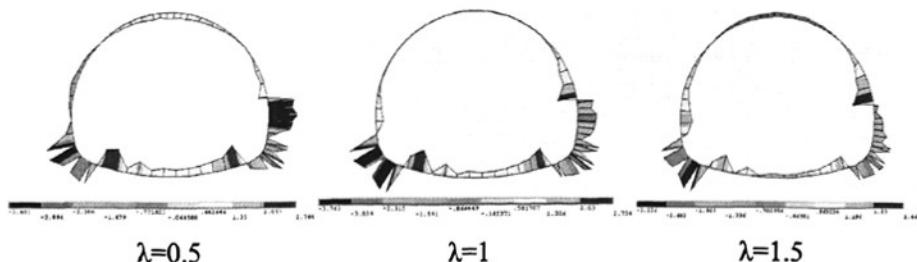


图 4.6 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

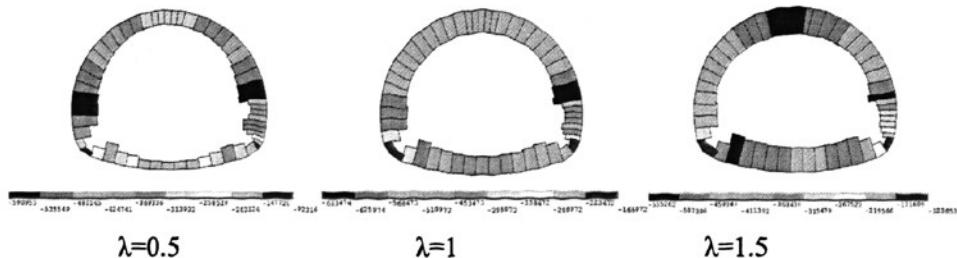


图 4.7 衬砌轴力图 (单位: N)

加固后的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:



图 4.8 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

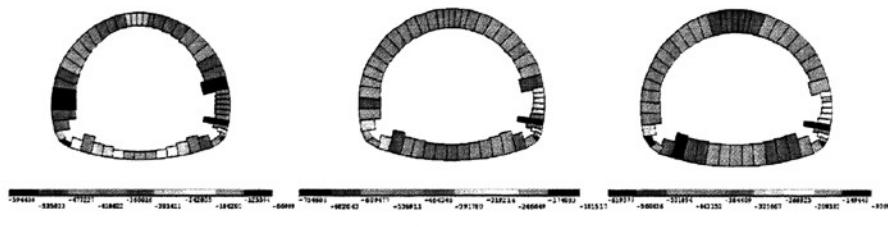


图 4.9 衬砌轴力图 (单位: N)

通过以上数值模拟的结果, 我们可以发现如下规律:

空洞位于右侧边墙背后时, 右侧边墙处均产生较大弯矩, 其中以侧压力系数 $\lambda=0.5$ 时的弯矩绝对值最大, 随着 λ 的增大, 左侧边墙处的弯矩绝对值由负变正并增大, 同时仰拱处的正弯矩也随之减小, 而拱顶处由 $\lambda=0.5$ 时的正弯矩逐渐变化为 $\lambda=1.5$ 时的负弯矩, 左侧边墙由 $\lambda=0.5$ 时的负弯矩变化为 $\lambda=1$ 的正弯矩并继续增大, 右侧拱腰靠近空洞的部位产生随着 λ 的增大而增大的弯矩, 而两拱脚处一直存在着较大的弯矩值。

在试验中观察到当侧压力系数 λ 越大, 则病害在空洞两侧边缘与衬砌对应区域集中程度越明显的现象是相符的。随着 λ 的增大, 边墙处的弯矩绝对值逐渐增大, 同时仰拱处的正弯矩也随之减小, 数值模拟的结果与实验现象也是基本一致的。

对隧道加固后, 空洞被回填, 右侧边墙处的负弯矩绝对值明显减小, 说明对空洞的回填有效的抑制了边墙处衬砌的变形, 局部还出现正弯矩, 并随着水平压力作用的增大

这些正弯矩增大。补强后,原来右侧拱腰靠近空洞的部位存在的较大弯矩也得到了抑制,仰拱处的弯矩依然随着侧压力系数 λ 的增大而减小,而两拱脚处的大弯矩值并没有因为补强措施得到明显变化。

由衬砌的轴力图可知,在竖向主应力作用下,衬砌的边墙处承受的轴力最大;当 $\lambda=1$ 时,补强前,右侧边墙处的空洞上侧部位产生最大轴力,而补强后,右侧边墙处的空洞下侧部位产生最大轴力,在横向主应力作用下,左侧拱脚一直承受很大的轴力。而在补强前后,三种应力场中,拱腰部位都产生较大轴力。

值得一提的是,无论补强前后,仰拱两端的弯矩并不对等,而且总是左端靠近左侧拱脚的部位的弯矩值较大,且在轴力图中仰拱左端部位都有较大轴力产生。因此在实际工程的应用中,对拱腰形变的监测比较重要,另外,对于右侧边墙背后存在空洞的现象,即使补强后,其断面的左下部位应当在隧道的监控工作中得到关注。

4.3.2 衬砌背后破碎围岩模拟结果分析

(1) 破碎围岩带位于拱顶上方

模拟计算得到加固前的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:



图 4.10 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

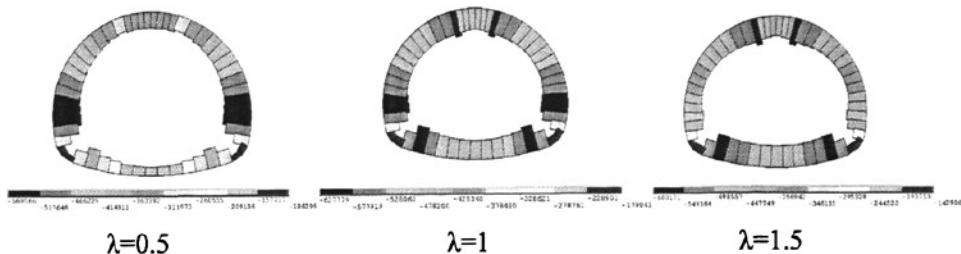


图 4.11 衬砌轴力图 (单位: N)

加固后的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:



图 4.12 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

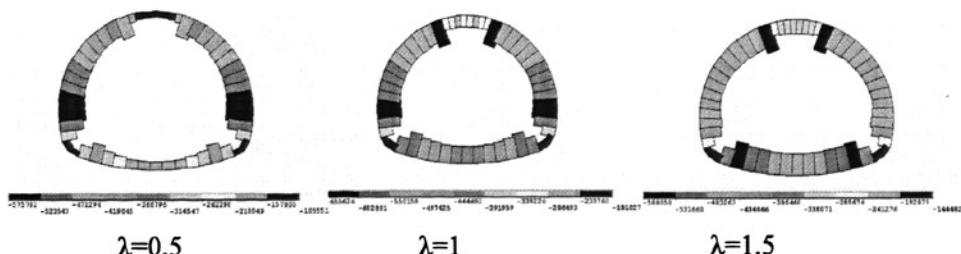


图 4.13 衬砌轴力图 (单位: N)

通过以上数值模拟的结果,我们可以发现如下规律:

破碎围岩位于拱顶上方时,在 $\lambda=0.5$ 时,拱顶处产生的为正弯矩值并且其值较小,当 $\lambda=1$ 和 $\lambda=1.5$ 时,拱顶处产生了负弯矩并随 λ 的增大其绝对值增大。随着侧压力系数 λ 的增大,仰拱处的弯矩值逐渐减小;边墙处由 $\lambda=0.5$ 的负弯矩变化为 $\lambda=1$ 时的正弯矩,并继续增大,拱脚处在三种应力场下均产生较大的弯矩值。

补强后,拱顶处 $\lambda=1$ 和 $\lambda=1.5$ 时的负弯矩绝对值有所减小,而 $\lambda=0.5$ 时,拱顶由原来较小正弯矩变为复杂的正负交错的弯矩分布但其值并不大,同时在拱肩处产生了较大的正弯矩;这说明对破碎围岩的加固措施在竖向压力为主的应力场下,其作用不太明显。而随侧压力系数 λ 的增大,仰拱处的弯矩绝对值减小;在边墙和拱腰处,随侧压力系数 λ 的增大,其负弯矩逐渐变为正值并不断增大。

由衬砌的轴力图可知,补强后,拱顶处的轴力都较补强前都有所减小,但在破碎围岩带两边缘所对的位置都产生较大轴力。在竖向主应力作用下,衬砌的边墙处承受的轴力最大;在横向主应力作用下,最大轴力存在于破碎围岩带两侧边缘对应的拱肩处以及仰拱两端。

(2) 破碎围岩带位于边墙背后

模拟计算得到加固前的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:

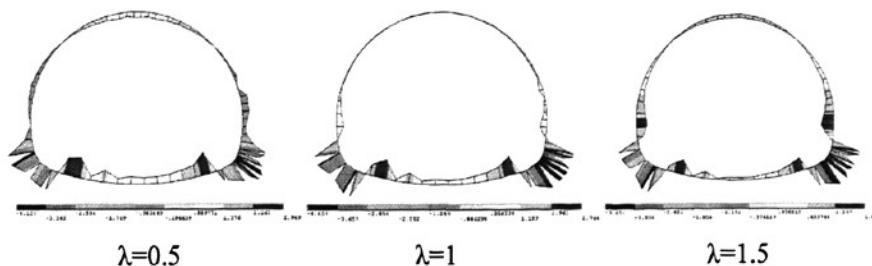


图 4.14 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

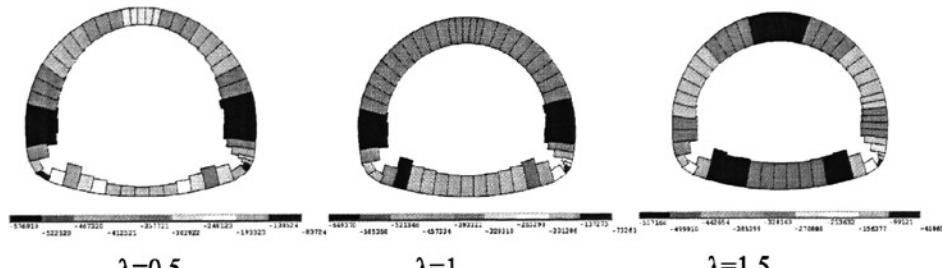


图 4.15 衬砌轴力图 (单位: N)

加固后的衬砌在不同应力场的弯矩和轴力如图:

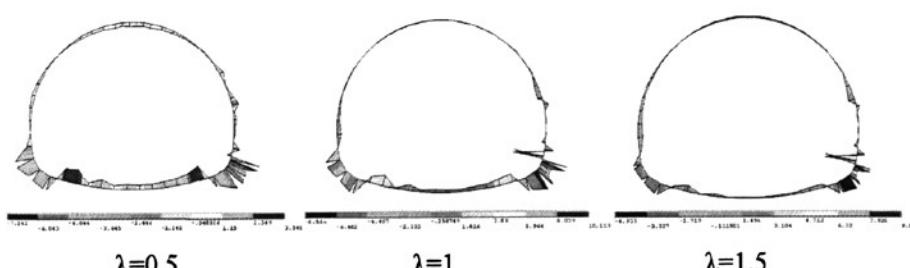


图 4.16 衬砌弯矩图 (单位: kN·m)

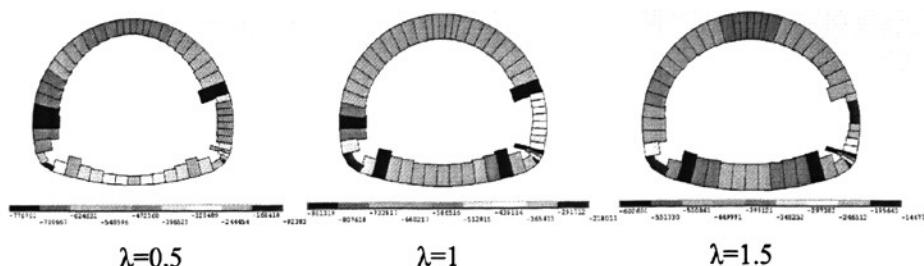


图 4.16 衬砌轴力图 (单位: N)

通过以上数值模拟的结果, 我们可以发现如下规律:

破碎围岩位于右侧边墙背后时, 当侧压力系数 $\lambda=0.5$ 时, 右侧边墙处产生一定的负弯矩; 而当 $\lambda=1$ 和 $\lambda=1.5$ 时, 在水平压力作用下, 右侧边墙处产生的是正弯矩, 而且随 λ 的值增大而增大, 破碎围岩的存在对其弯矩的分布影响不甚明显。随着 λ 的增大, 仰拱处的正弯矩随之减小, 拱脚处始终是产生最大弯矩的部位, 拱顶处没有较大弯矩产生。

补强后,右侧边墙处 $\lambda=0.5$ 时的负弯矩有所减小,而当 $\lambda=1$ 和 $\lambda=1.5$ 时,原来随 λ 增大而增大的边墙处正弯矩得到了抑制,说明补强措施对隧道的加固具有一定的作用,但在破碎围岩下缘对应的衬砌部位产生较大的正弯矩,是受力非常不利的一个区域。补强后,仰拱处的弯矩依然随着侧压力系数 λ 的增大而减小,而两拱脚处依然承受较大的弯矩值。

由衬砌的轴力图可知,在竖向主应力作用下,衬砌的边墙处承受的轴力最大;当应力场过渡到水平主应力作用时,最大轴力逐渐过渡到拱顶和仰拱两端部位。补强后,破碎围岩带所对应衬砌部位的轴力明显较小。实验结论中,补强后,随侧压力系数 λ 的减小,病害的集中区域由边墙向在拱顶区域转移,两者的结论也是基本一致的。但是同时,在破碎围岩带下缘所对的衬砌部位均产生较大轴力,这是值得我们关注的。与空洞位于右边墙背后类似,无论补强前后,仰拱两端的弯矩并不对等,而且总是左端靠近左侧拱脚的部位的弯矩值较大,且在轴力图中仰拱左端部位都有较大轴力产生。

4.4 小结

本章针对公路隧道衬砌背后围岩空洞和破碎围岩对结构安全性的影响和处治对策问题,通过基于有限元理论的数值仿真分析,利用大型通用有限元计算软件建立有限元模型,针对各个工况,提取隧道衬砌的轴力分布和弯矩分布,评价衬砌背后空洞和破碎围岩对隧道结构安全性的影响以及处治措施对隧道极限承载能力提升的效果。得出如下结论:

(1) 空洞位于拱顶正上方时,拱顶处产生了较大的负弯矩,随着侧压力系数 λ 的增大,拱顶区域承受的弯矩绝对值越大,而拱肩和仰拱区域承受的弯矩绝对值则越发减小,边墙部位的弯矩由负值变为正值并不断增大,而最大轴力分布从边墙处向空洞两侧边缘对应的拱肩处以及仰拱两端;而拱脚处在三种应力场下均承受较大的负弯矩。

空洞被回填,拱顶处的负弯矩绝对值明显减小,说明对空洞的回填有效的抑制了拱顶处衬砌的变形,达到了提高隧道承载能力的目的。而处治后的隧道,随侧压力系数 λ 的增大,边墙和拱腰,随侧压力系数 λ 的增大,其负弯矩逐渐变为正值并不断增大。这与试验中观察到的现象是基本吻合的。

(2) 空洞位于右侧边墙背后时,该部位在三种应力场中均产生较大弯矩,其中以侧压力系数 $\lambda=0.5$ 时的弯矩绝对值最大,随着 λ 的增大,左侧边墙处的弯矩绝对值由负变正并增大,同时仰拱处的正弯矩也随之减小,而两拱脚处一直存在着较大的弯矩值。

而最大轴力一般分布在空洞上侧区域。

对隧道加固后,空洞被回填,右侧边墙处的负弯矩绝对值明显减小,说明对空洞的回填有效的抑制了边墙处衬砌的变形,原来右侧拱腰靠近空洞的部位存在的较大弯矩也得到了抑制,仰拱处的弯矩依然随着侧压力系数 λ 的增大而减小,而两拱脚处的大弯矩值并没有因为补强措施得到明显变化。而最大轴力多出现在左侧拱脚,同时拱腰始终承受较大轴力。

值得一提的是,无论补强前后,仰拱两端的弯矩并不对等,而且总是左端靠近左侧拱脚的部位的弯矩值较大,且在轴力图中仰拱左端部位都有较大轴力产生。因此建议在实际工程的建设中,对拱腰形变的监测比较重要,另外,对于右侧边墙背后存在空洞的现象,即使补强后,其断面的左下部位应当在隧道的监控工作中得到关注。

(3) 破碎围岩位于拱顶上方时,随着侧压力系数 λ 的增大,拱顶处产生的弯矩并随 λ 的增大负向增大。仰拱处的弯矩值逐渐减小;拱脚处在三种应力场下均产生较大的弯矩值。

补强后,拱顶处弯矩变为复杂的正负交错的弯矩分布但其值并不大,同时在拱肩处产生了较大的正弯矩;这说明对破碎围岩的加固措施在竖向压力为主的应力场下,其作用相对有限。拱顶处的轴力都较补强前都有所减小,但在破碎围岩带两边缘所对的位置都产生较大轴力。在竖向压力为主的应力场中,衬砌的边墙处承受的轴力最大;在横向主应力作用下,最大轴力存在于破碎围岩带两侧边缘对应的拱肩处以及仰拱两端。

(4) 破碎围岩位于右侧边墙背后时,右侧边墙处弯矩随 λ 的值增大而正向增大,在竖向主应力作用下,衬砌的边墙处承受的轴力最大;当应力场过渡到水平主应力作用时,最大轴力逐渐过渡到拱顶和仰拱两端部位。仰拱处的正弯矩随之减小,拱脚处始终是产生最大弯矩的部位,拱顶处没有较大弯矩产生。

经注浆加固处治后,右侧边墙处正弯矩随 λ 增大而增大的趋势得到了抑制,破碎围岩带所对应衬砌部位的轴力明显较小,说明补强措施对隧道的承载能力提升具有一定的作用,但在破碎围岩下缘对应的衬砌部位产生较大的正弯矩,是受力非常不利的一个区域。仰拱处的弯矩依然随着侧压力系数 λ 的增大而减小,而两拱脚处依然承受较大的弯矩值。

第五章 结 论

主要研究结论

本文研究公路隧道衬砌背后围岩缺陷对结构安全性的影响分析及处治对策,在不同应力场进行单拱隧道围岩缺陷及处治的模型试验,并且将模型试验观察量测的结果与有限元数值仿真分析的结果相结合,进行对比分析,可以得出以下结论:

(1) 空洞的存在降低隧道结构的承载力,当空洞位于拱顶正上方时,衬砌结构受力形态被改变。在应力场作用下,拱顶处产生较大的弯矩,并且弯矩值随着侧压力系数 λ 的增大而增大,即拱顶部二次衬砌向空洞鼓起趋势越严重。

采用C20混凝土对空洞进行回填压注,使回填混凝土与围岩、衬砌结合稳定,目的为了使衬砌周围形成分布均匀的承载环。试验说明回填空洞有效地抑制了拱顶处衬砌的变形,但边墙和拱腰处成为衬砌受力最不利的部位,在水平应力为主应力时,边墙较拱腰更为不利;在竖向应力为主应力时,拱腰较边墙更为不利。

因此在实际隧道运营过程中,拱顶的空洞对隧道结构稳定的影响是严重的,监测该区域应当成为重要任务,即使补强后,对隧道的拱腰和边墙区域也应当保持监测以确保隧道的安全运营。

(2) 空洞位于右侧边墙背后时,衬砌结构受力不均匀致形态改变而产生病害,在应力场作用下,侧边墙处产生较大弯矩,其中侧压力系数 $\lambda=0.5$ 时,衬砌向空洞鼓起趋势最明显,侧压力系数 $\lambda=1.5$ 时,空洞两侧边缘与衬砌对应区域开裂最明显也最集中。补强后,虽然隧道衬砌整体的变形得到了抑制,但拱腰部位无论补强前后或在研究的哪一种应力场中始终是病害非常集中的部位。另外,隧道的两个拱脚存在的较大弯矩值并没有因补强措施得到明显改善,而且在仰拱左端靠近左侧拱脚的部位病害较集中。

(3) 破碎围岩同样会降低隧道结构的承载力,破碎围岩位于拱顶上方时对隧道结构稳定的影响与空洞位于拱顶上方时基本相同,较空洞病害的影响稍弱。随着 λ 的增大,拱顶处存在较复杂的弯矩变化,由小变大,由正变负。水平主应力越大,病害在破碎围岩带中心对应的拱顶区域越集中。

采用C25混凝土对破碎围岩进行注浆加固,使回填混凝土与围岩岩体、衬砌结合稳定后,目的为了使衬砌周围形成分布均匀的承载环。试验说明衬砌的承载力得到了一定的恢复,拱顶处的弯矩和轴力都较补强前有所减小,在破碎围岩带所对的拱顶区域变形不再恶化,病害集中区域转移向拱肩和拱腰部位。因此对于拱顶上方破碎围岩的情况,

本文建议即使围岩加固后，其破碎带边缘所对的衬砌位置也应予以适当补强或重点监测。

(4) 破碎围岩位于右侧边墙背后导致隧道衬砌结构受力不均匀，随着侧压力系数的变化，右侧边墙处产生的弯矩变化也比较复杂。当侧压力系数 $\lambda=0.5$ 时，右侧边墙处产生一定的负弯矩；而当 $\lambda=1$ 和 $\lambda=1.5$ 时，在水平压力作用下，右侧边墙处产生的是正弯矩，病害在破碎围岩带相应的衬砌区域即边墙区域较集中。

与空洞位于右侧边墙背后时相似，补强后，隧道衬砌整体的变形得到了抑制，但拱腰部位是病害非常集中的部位，尤其在水平主应力作用下，拱腰连同拱顶处的病害均较集中；另外，隧道的两个拱脚存在的较大弯矩值并没有因补强措施得到明显改善，仰拱左端靠近左侧拱脚的部位有病害集中现象。

在衬砌的轴力分布结果中，在竖向主应力作用下，衬砌的边墙处承受的轴力最大；当应力场过渡到水平主应力作用时，最大轴力逐渐过渡到拱顶和仰拱两端部位。实验结论中，补强后，随侧压力系数 λ 的减小，病害的集中区域由边墙向在拱顶区域转移，两者的结论也是基本一致的。

进一步工作建议

在对于公路隧道衬砌背后围岩缺陷对结构安全性的影响分析及处治对策研究中，通过模型试验和数值模拟分析，笔者在研究工作中得到的一些经验供同行参考与指证：

1. 建议在实际工程的建设中，为保证隧道的安全性，提高对拱腰部位形变的监测力度；
2. 对于某一侧边墙背后存在空洞时，即使经回填处治后，其断面的另一侧边墙下部区域的依然受力不良；边墙背后破碎围岩下缘对应的衬砌部位，是受力非常不利的一个区域，施工监控人员应对以上两种情况给予关注。

参考文献

- [1] 中华人民共和国行业标准.公路隧道设计规范 (JTJ D70-2004) .北京: 人民交通出版社, 2004
- [2] 何川, 余健.高速公路隧道维修与加固[M].北京: 人民交通出版社, 2006.4
- [3] 罗鑫, 夏初才.隧道病害分级的现状和发展[J].西部探矿工程, 2006, 12
- [4] 刘海京, 夏初才, 朱合华, 罗鑫.隧道病害研究现状和进展[M].地下空间与工程学报第3卷第5期, 2007.10: 947-953
- [5] 兰宇.高速公路隧道维护加固对策的模型试验研究[D].成都, 西南交通大学硕士学位论文 2005.5
- [6] 王戌平.破碎围岩隧道的模拟试验研究[D].杭州, 浙江大学博士学位论文, 2004
- [7] 樊永杰.襄渝线大巴山隧道病害成因及整治方案研究[D].成都, 西南交通大学硕士学位论文 2004.10
- [8] 郝文化.ANSYS 7.0 实例分析与应用[M].北京:清华大学出版社, 2004,8
- [9] 王新荣, 陈永波.有限元法基础及 ANSYS 应用[M].北京:科学出版社 2008
- [10] 赵占厂.黄土公路隧道结构工程性状研究[D].西安: 长安大学博士学位论文, 2004
- [11] 来弘鹏.软弱围岩公路隧道结构性能试验研究和理论分析 [D].西安:长安大学博士学位论文, 2007,6
- [12] 来弘鹏.黄土公路隧道合理衬砌断面型式试验研究[D].西安: 长安大学硕士学位论文, 2004
- [13] 来弘鹏, 谢永利, 杨晓华.公路隧道衬砌断面型式模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006,28(6):740-744
- [14] 关宝树.隧道力学概论[M].成都: 西南交通大学出版社, 1993:55-78
- [15] 沈泰.地址力学模型试验技术的研究[J].长江科学院报, 2001,18(5):32-36
- [16] 关宝树等.隧道及地下工程[M].成都: 西南交通大学出版社, 2000:55-98
- [17] 赵占厂, 谢永利, 杨晓华等.黄土公路隧道衬砌受力特性测试研究[J].中国公路学报, 2004,17(1):66-69
- [18] 林刚, 何川.连拱公路隧道施工方法模型试验研究[J].现代隧道技术, 2003,40(6):1-6
- [19] 周德培.隧道结构蠕变性质的模型试验研究[M].北京: 水利电力出版社, 1984:66-78
- [20] 今田辙.关于隧道力学的三维模型试验[J].地下工程, 1984 年第 8 期

[21] 赵震英.洞群开挖围岩破坏过程试验[J].水利学报, 1995,(12):24-28

[22] 韩伯鲤, 陈霞龄, 宋一乐等. 岩体相似材料的研究[J].武汉水利电力大学学报, 1997,30(2):6-9

[23] 马芳平, 李仲奎, 罗光福.NIOS 模型材料及其在地质力学相似模型试验中的应用[J].水力发电学报, 2004, 23(1):48-51

[24] 王兵, 陈炽昭.通过软弱围岩的双车道公路隧道模型试验[J].公路, 1993(5):29-34

[25] 王明年, 关宝树, 何川. 三车道公路隧道在不同构造应力作用下的力学行为研究[J]. 岩土工程学报, 1998,20(1):51-55

[26] 蒋树屏, 黄伦海.利用相似模拟方法研究公路隧道施工力学形态[J].岩石力学与工程学报, 2002,21(5):662-666

[27] 林刚.连拱隧道施工力学行为研究[D]. 成都: 西南交通大学博士学位论文, 2005

[28] 赖金星.软岩双连拱公路隧道力学性状测试与施工过程仿真分析[D]. 西安: 长安大学硕士学位论文, 2003

[29] 余健, 何川.连拱隧道施工全过程有限元模拟[J].现代隧道技术, 2004,41(6):5-11

[30] 陈贵红, 李玉文, 赵玉光.连拱隧道中墙受力研究[J].中国铁道科学, 2005,26(1),20-24

[31] 王亚琼.连拱隧道受力性状分析及设计与施工优化[D]. 西安: 长安大学硕士学位论文, 2005

[32] 西南交通大学编.铁路隧道可靠度研究文集.西南交通大学, 1991.12

[33] 李德寅, 王邦楣, 林亚超.结构模型实验[M].北京: 科学出版社, 1996:13-41

[34] 朱书麟, 隧道工程 (M) .台北: 中国工程师学会, 1970

[35] 周德培.隧道结构蠕变性质的模型试验研究[M].北京: 水利电力出版社, 1984:66-78

[36] 江苏连能电子技术有限公司.YE2533 程控静态应变仪使用说明书

[37] 王建宇.隧道工程的技术进步[M], 北京: 中国铁道出版社, 2004:1-30

[38] 关宝树.隧道工程设计要点集[M].北京: 人民交通出版社, 2003:8-69

[39] J.H.ATKINSON.Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Geotechnique, 1977,7(2)

[40] E.H.DAVIS.The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J].Geotechnique, 1980,30(4)

[42] 林永贵.不同应力场软弱围岩隧道力学性状试验研究[D].西安: 长安大学硕士学位论文, 2006

- [43] 王浩, 葛修润, 邓建辉等.隧道施工期监测信息管理系统的研制[J].岩石力学与工程学报, 2001, 20(增): 1684-1686
- [44] 左启东等.模型试验的理论和方法[M].北京: 水利电力出版社, 1984:35-62
- [45] 关宝树.隧道工程维修管理要点集[M].北京人民交通出版社, 2004
- [46] 代高飞.隧道典型病害及连拱隧道裂缝和渗漏水调查研究[D].同济大学博士后研究报告, 上海, 2004
- [47] 郑立煌. 公路隧道病害成因分析与隧道病害管理系统的开发[D].同济大学硕士学位论文, 2005 年 3 月
- [48] 余健, 何川.隧道二次衬砌病害通用处治方法研究.[J].中国铁道学, 2005(1), 100~102
- [49] 黄镇南. 论隧道病害的成因与整治[J].中国铁道学, 铁道建筑, 2004(5), 27~29

致 谢

论文落笔之际，感慨万千，激动万分。

首先感谢我尊敬的导师杨晓华教授，自考研准备期间到论文的完成，无不倾注着杨老师的心血和热心支持。自师从杨老师以来，杨老师宽广的胸怀、包容的人生态度、谦和的待人风格、务实的工作作风、广博的知识都让我受益终生，是我今后工作和生活中，实践的目标。

在学习期间，感谢杨老师让我有幸参与了那么多的课题项目，并给与了悉心指导。是杨老师的信任，让我在实践中得到锻炼，使我的处事性格得到完善；是杨老师的全力支持使我享受到了对工作全心投入的乐趣和近乎完美的工程环境。借此机会向杨老师深深的敬意和最诚挚的感谢！

在学习过程中，得到了谢永利教授、刘保健教授教授无微不至的关怀和精心的指导，让我受益匪浅。在此向谢老师和刘老师表示真诚的感谢！在论文撰写过程中，得到了张宏光老师、李哲老师、李又云老师的关心和帮助，在此表示深深的谢意。

来弘鹏老师在做试验以及论文撰写过程中给予了极大的指导与帮助，师弟刘苗、高晓培，师妹孙星在实验过程中给予了真诚的帮助。感谢师姐张莎莎和任锐在学习和生活中的关心和帮助，感谢同门的兄弟们以及我们可爱的江黎同学让我享受到了校园生活的乐趣。

最感谢我的父母和姐姐对我一如既往的关爱、支持和鼓舞！

感谢 26 年间出现在我生活中的每一个人！