

# 复杂地质条件下大埋深隧洞衬砌与围岩协同作用 物理模型试验研究

任明洋<sup>1</sup> 张强勇<sup>1</sup> 陈尚远<sup>1</sup> 尹相杰<sup>1</sup> 李帆<sup>1</sup> 向文<sup>2</sup> 余光远<sup>1</sup>

(1. 山东大学岩土与结构工程研究中心, 山东济南 250061; 2. 山东大学齐鲁交通学院, 山东济南 250002)

**摘要:** 围岩-支护协同作用是地下工程支护结构设计的核心问题, 关乎着地下工程建设的成败。为揭示深埋隧洞围岩与支护结构协同作用机理, 以滇中引水最大埋深约 1512m 的香炉山隧洞为研究背景工程, 首次开展复杂地质条件下深埋隧洞衬砌与围岩协同作用真三维地质力学模型试验, 真实再现隧洞开挖与支护的施工全过程。模型试验研究表明: 1) 不同地质条件下隧洞围岩的应力释放过程不同, 硬岩隧洞围岩应力释放速率先慢后快, 软岩隧洞围岩应力释放速率先快后慢; 2) 不同地质条件下隧洞衬砌与围岩接触压力的分布形式不同, 硬岩隧洞最大接触压力位于拱肩, 软岩隧洞最大接触压力位于拱顶; 3) 衬砌与围岩协同作用包括两种应力释放机制、3 个施工阶段和 4 种承载状态; 4) 不同地质条件下隧洞衬砌施作后围岩和衬砌承担的荷载比例不同, 硬岩隧洞围岩平均承担约 85% 的荷载, 衬砌约承担 15% 的荷载, 软岩隧洞围岩平均承担约 25% 的荷载, 衬砌承担约 75% 的荷载。

**关键词:** 大埋深隧洞; 围岩-支护协同作用; 真三维地质力学模型试验; 应力释放机制; 接触压力

**中图分类号:** TU457 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-131X(2019)08-0098-12

## Physical model test study on synergistic action of lining-rock for deep tunnel under complex geological conditions

Ren Mingyang<sup>1</sup> Zhang Qiangyong<sup>1</sup> Chen Shangyuan<sup>1</sup> Yin Xiangjie<sup>1</sup> Li Fan<sup>1</sup> Xiang Wen<sup>2</sup> Yu Guangyuan<sup>1</sup>

(1. Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China;

2. School of Qilu Transportation, Shandong University, Jinan 250002, China)

**Abstract:** The synergistic action of surrounding rock and support is the core issue in the support design of underground engineering, which is closely related to the success or failure of underground engineering construction. In order to reveal the synergistic mechanism of rock and support in deep tunnels, the true 3D geo-mechanical model test for the synergistic action of lining and rock mass under complex geological conditions was conducted for the Xianglushan tunnel in the Central Yunnan Water Diversion Project, so that the whole process of tunnel excavation and support is truly reproduced. The model test results indicate that: (1) The stress release processes of surrounding rock around the tunnel are different for different geological conditions. The stress release rate of surrounding rock in hard rock is slow at first and then tends to be quicker, but in soft rock, it is quick at first and then tends to be slower; (2) the distribution patterns of the contact pressure between the lining and the surrounding rock are different for different geological conditions. For hard rock, the maximum contact pressure is located at the spandrel, but in soft rock the maximum contact pressure is located at the vault; (3) During the process of tunnel construction, the synergistic action of lining-rock includes two types of stress release mechanisms, three construction stages and four load bearing states; (4) For different geological

基金项目: 国家自然科学基金(41772282)、国家重点研发计划资助  
(2016YFC0401804)、泰山学者工程专项经费和高放废物  
地质处置地下实验工程前期科研项目(YK-KY-J-2015-25)

作者简介: 任明洋, 博士研究生

通讯作者: 张强勇, 博士, 教授

收稿日期: 2018-06-21

conditions, the load bearing ratio of the surrounding rock and lining is different after the construction of tunnel lining. For hard rock, the surrounding rock may bear about 85% of the total excavation load, and the lining may take about 15% of the total excavation load; for soft rock, the surrounding rock may bear about 25% of the total excavation load, and the lining may take about 75% of the total excavation load. The model test results can provide important test references for the development of the construction scheme and the optimization of support design in deep tunnel under complicated geological conditions.

**Keywords:** deep tunnel; rock-support synergistic action; true three dimensional geo-mechanical model test; stress release mechanism; contact pressure

**E-mail:** renmingyangxyz@163.com

## 引 言

地下工程支护结构设计是地下工程领域永恒的研究课题,而支护结构设计的核心问题是围岩与支护间的相互作用<sup>[1]</sup>。上个世纪 60 年代以前,围岩和支护被认为是互不影响的两部分,支护作为独立的承载结构单独承担来自围岩的压力,围岩自身并不承载,采用传统的结构力学方法进行支护结构设计。随着地下工程的发展,出现了越来越多的深埋、特长和大跨度隧洞<sup>[2]</sup>,这些隧洞所在地区往往构造作用强烈,断层发育、地质条件非常复杂。由于对围岩与支护协同作用机制缺乏足够的认识,常常导致支护结构在某些情况下过于保守,造成大量的浪费,而在某些情况下又过于危险,引起支护结构失效甚至隧道塌方,给地下工程建设带来了极大危害。

目前,国内外专家对均质围岩中浅埋隧洞围岩与支护协同作用的研究成果较多,主要集中在理论解析、数值计算和试验研究等 3 个方面。在理论解析方面,学者们大多基于收敛-约束原理对均质岩体轴对称圆形巷道开展研究。如 Carranza-Torres 等<sup>[3]</sup>采用胡克布朗准则的理想弹塑性模型对静水压条件下围岩与支护协同作用展开了深入研究,并应用于一圆形巷道的支护设计。Oreste<sup>[4]</sup>、Gschwandtner<sup>[5]</sup>等考虑了初期支护刚度的时间硬化效应,获得了变刚度的支护特征曲线,并研究了其对围岩与支护协同作用的影响。王华宁<sup>[6-7]</sup>等考虑到岩体的流变特性采用广义凯尔文模型研究了隧道顺序施工中围岩与衬砌相互作用过程,并开展了围岩流变特性、衬砌刚度和厚度、支护时间对围岩收敛和支护受力的敏感性分析。然而理论解析法通常采用静水压力条件下均匀介质中圆洞的假设,而实际中围岩是处于非均匀应力场中的复杂地质体,且大部分洞室并非圆形,因此理论解析往往用于支护结构的预设计阶段,

只适用于粗略的定性研究。

在数值计算方面,有限元、有限差分 and 边界元等数值方法被广泛用于研究围岩与支护的协同作用。Fahimifar 等<sup>[8]</sup>采用基于胡克布朗准则的应变软化模型,研究了渗流体积力、重力和剪胀角等对围岩特征曲线的影响。Paraskevopoulou 等<sup>[9]</sup>采用粘弹性本构模型研究了静水压力下轴对称圆巷围岩与支护协同作用过程,提出了一个可以考虑岩体流变特性的简化方法。Alonso 等<sup>[10]</sup>考虑岩体峰后特性,采用有限差分法分别研究了理想弹塑性、理想弹脆性和应变软化模型对围岩与支护协同作用的影响。数值计算虽然可以模拟复杂应力场中各种类型断面洞室的施工过程,但是数值法的求解依赖于模型的选择和参数的输入,当力学模型和参数的选取不当时,数值解获得的结果并不可靠。

在试验研究方面,大多采用室内模型试验和现场原位试验研究围岩与支护间的协同作用。如于加云<sup>[11]</sup>基于平面应变的室内模型试验,研究了模铸钢筋混凝土与围岩不同接触状态下的相互作用规律。王戌平<sup>[12]</sup>基于室内模型试验研究了碎裂岩体与支护的协同作用过程。陈浩等<sup>[13-14]</sup>采用地质力学模型试验研究了围岩和不同类型锚杆的协同作用过程。李磊<sup>[15]</sup>、丁远振<sup>[16]</sup>、张德华<sup>[17]</sup>等采用原位试验获得了挤压性围岩和支护结构的变形和受力特征,研究了软岩大变形隧道初期支护与围岩间的协同作用。Lei 等<sup>[18]</sup>采用物理模型试验研究了浅埋偏压隧道围岩与衬砌的协同作用和变形破坏机制,并分析了偏角对试验结果的影响。赵勇等<sup>[19]</sup>通过对天平山隧道试验段锚杆轴力、围岩压力进行现场试验,研究了软弱围岩与支护体系的协同作用过程。李鹏飞等<sup>[20]</sup>针对软岩隧道开展围岩压力、钢架应力、锚杆轴力和围岩变形的现场监测,系统研究了施工过程中初期支护与围岩的相互作用规律。虽然试验手段可以很好解决理论解析和数值法的缺陷,但也存在一些

不足。基于现场监测技术的原位试验研究通常滞后开挖一段时间，开挖之前到测试元件安装完成时间段内围岩应力如何释放是不能获取的，即现场原位试验不能研究围岩与支护相互作用的全过程。而基于相似原理的地质力学模型试验通常采用平面应变类型的试验系统，不能模拟洞区岩体所处的真三维应力状态，隧洞开挖和支护也往往一次性完成，与实际施工中开挖和支护循环推进的过程明显不符，而且研究对象多为均质岩体中的浅埋隧洞，对穿越软弱断层带等复杂地质条件下深埋隧洞围岩与支护的协同作用机制研究尚无开展。

针对模型试验领域研究围岩与支护协同作用存在的不足，本文以我国云南省滇中引水最大埋深约 1512m 的香炉山隧洞为研究背景工程，首次开展大埋深隧洞穿越软弱断层时衬砌与围岩协同作用的真三维地质力学模型试验，真实再现了隧洞开挖与支护循环推进的全过程，获得施工过程中围岩和衬砌的应力和变形特征、应力释放规律，并揭示衬砌与围岩的协同作用机制。

## 1 模型相似材料研制

### 1.1 工程概况

滇中引水工程位于青藏高原的东南部，线路全长 663.23km，属区域性长距离调水工程。香炉山隧洞位于滇中引水工程总线路的首段，穿越所经地层岩性和地质条件十分复杂，沿线褶皱断裂发育，围岩稳定问题突出。香炉山隧洞起于石鼓水源地，止

于松桂镇，全长 63.426km，最大埋深 1512m，众多洞段具有高至极高的地应力背景，为滇中引水工程的控制性工程。

本文选取香炉山隧洞典型大埋深洞段 DL37+845~DL37+915，如图 1 中研究区域。该洞段平均埋深约为 1000m，隧洞断面为圆形，采用 TBM 掘进开挖，C30 混凝土衬砌管片支护。研究洞段内包含一条宽约 15m 的倾斜软弱断层带，倾角约 65°。隧洞轴线与软弱断层带近似正交，断层带内为 V 类围岩，主要成分为粉砂质泥岩，单轴抗压强度不足 20MPa，属典型软岩。断层带前后两侧为 III 类围岩，岩体结构较完整，岩性为灰岩，单轴抗压强度约 70MPa，属坚硬岩石。选取的大埋深洞段内既包含了典型软岩、硬岩，也存在软、硬岩相交洞段，地质条件十分复杂。

### 1.2 模型相似条件

根据试验原型和模型的平衡方程、几何方程、物理方程和边界条件可依次推导出如下地质力学模型试验相似关系<sup>[21]</sup>。

(1) 应力相似比尺  $C_\sigma$ 、容重相似比尺  $C_\gamma$  和几何相似比尺  $C_L$  应遵循的相似关系为

$$C_\sigma = C_\gamma C_L \tag{1}$$

(2) 位移相似比尺  $C_\delta$ 、几何相似比尺  $C_L$  和应变相似比尺  $C_\epsilon$  应遵循的相似关系为

$$C_\delta = C_\epsilon C_L \tag{2}$$

(3) 应力相似比尺  $C_\sigma$ 、弹性模量相似比尺  $C_E$  和应变相似比尺  $C_\epsilon$  应遵循的相似关系为

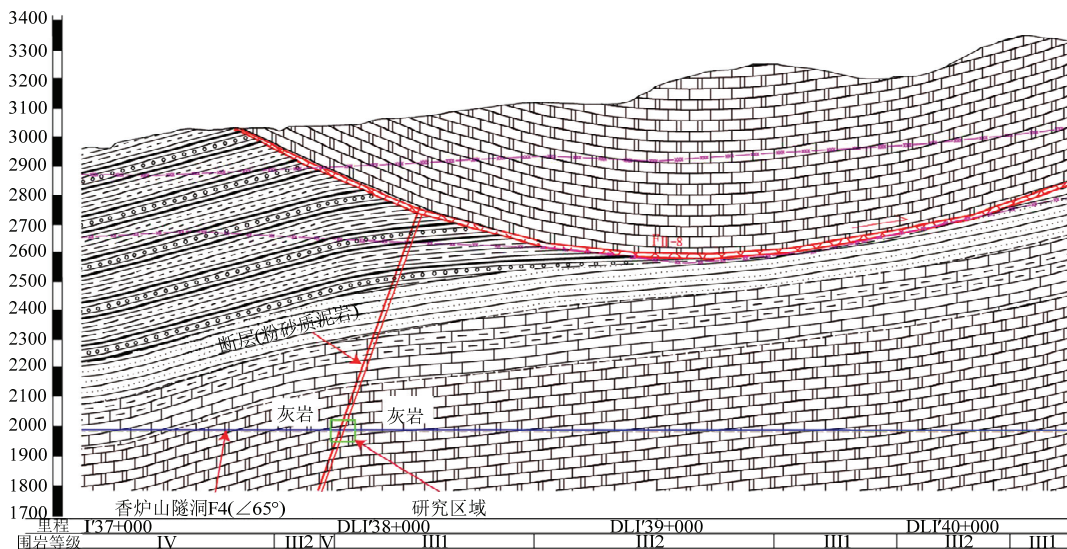


图 1 典型地质剖面图

Fig.1 Typical geological profile

$$C_\sigma = C_E C_\varepsilon \quad (3)$$

(4) 地质力学模型试验还要求所有无量纲物理量(如应变、内摩擦角、内摩擦因数、泊松比等)的相似比尺等于 1、相同量纲物理量的相似比尺相等,即

$$C_\varepsilon = C_\phi = C_\mu = 1 \quad (4)$$

$$C_\sigma = C_E = C_c = C_{\sigma'} = C_{\sigma_c} \quad (5)$$

根据模型试验装置的尺寸为 0.7m×0.7m×0.7m,为减小模型边界效应对试验结果的影响,确定模型几何相似比尺  $C_L = 100$ ,则实际模拟的原型范围为 70m×70m×70m。本文中,试验原型和模型的断面尺寸如图 2 所示。原型中毛洞半径 5m,管片衬砌厚度 0.5m,因此模型中毛洞半径 50mm,石膏衬砌管片厚度 5mm。

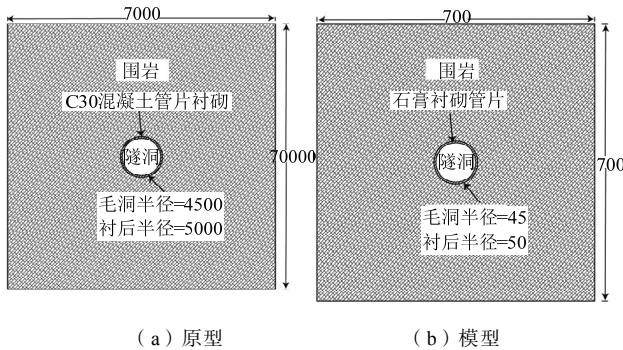


图 2 试验原型和模型的断面尺寸(单位: mm)

Fig.2 Sectional dimension of prototype and model (unit: mm)

### 1.3 围岩相似材料配比

对研究洞段围岩进行现场取样,将获得的岩芯加工成标准试件进行室内物理力学试验,测试获得相应的物理力学参数如下表 1 所示。围岩相似材料<sup>[22]</sup>选用铁晶砂胶结岩土相似材料,该材料是由铁矿粉、重晶石粉、石英砂和松香酒精溶液等多种材料按规定的配比均匀拌合压实而成的一种复合材料。本次试验取容重相似比尺  $C_\gamma = 1$ ,根据确定的模型几何相似比尺  $C_L = 100$ ,则应力相似比尺  $C_\sigma = 100$ 。通过大量的配比和相似材料力学试验,围岩相似材料物理力学参数实测值如表 2 所示,确定的围岩相似材料配比方案如表 3 所示。

### 1.4 衬砌相似材料

衬砌材料采用特种石膏粉通过改变石膏比试制。设计中常将衬砌当作弹性材料考虑,因此选择弹性模量、单轴抗压强度和抗拉强度作为主要力学参数指标进行配比调试。经多次配比试验,确定基本满足衬砌材料要求的水膏重量比为 1 : 1.6。衬砌测试获得的力学参数与原型材料的对比如表 4 所示。

## 2 隧洞开挖与支护真三维地质力学模型试验

### 2.1 模型试验系统

试验采用自主研发的高地应力真三维地质力学模型试验系统,该系统主要由反力台架装置、数控液压加载控制系统和试验数据自动采集系统 3 大

表 1 原岩物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of protolith

岩性	埋深 (m)	容重 (kN/m <sup>3</sup> )	变形模量 (GPa)	单轴抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	黏聚力 (MPa)	内摩擦角 (°)	泊松比
灰岩	1000	26.50	25.3	64.8	4.5	11.4	54.5	0.28
粉砂质泥岩	1000	25.50	6.8	16.3	1.3	4	33	0.3

表 2 围岩相似材料物理力学参数实测值

Table 2 Measured physical and mechanical parameters of similar materials for surrounding rock

相似材料类别	容重 (kN/m <sup>3</sup> )	变形模量 (MPa)	单轴抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	黏聚力 (MPa)	内摩擦角 (°)	泊松比
灰岩相似材料	26.2 ~ 26.8	228.6 ~ 285.2	0.61 ~ 0.69	0.042 ~ 0.047	0.11 ~ 0.16	51.8 ~ 55.4	0.26 ~ 0.28
粉砂质泥岩相似材料	24.8 ~ 25.6	53.4 ~ 69.3	0.15 ~ 0.21	0.011 ~ 0.018	0.031 ~ 0.044	33 ~ 39	0.27 ~ 0.30

表 3 围岩相似材料配比方案

Table 3 Mix proportion scheme of similar materials for surrounding rock

相似材料类别	材料配比 I : B : S	酒精松香溶液浓度 (%)	胶结剂占骨料总重百分比 (%)
灰岩相似材料	1 : 0.5 : 0.5	8	5.5
粉砂质泥岩相似材料	1 : 0.67 : 0.55	2.5	5.5

注: 1. I 为铁精粉含量; B 为重晶石粉含量; S 为石英砂含量,均采用质量单位; 2. 胶结剂为松香溶解于酒精后的溶液; 3. 骨料成分为铁精粉、重晶石粉和石英砂。

表 4 衬砌材料力学参数

**Table 4 Mechanical parameters of lining materials**

衬砌	弹性模量 (MPa)	抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)
原型	30000	32	2.2
模型	300~380	0.3~0.42	0.02~0.028

部分组成,如图 3 所示,反力台架装置外部尺寸 2m×1.75m×1.75m,内部尺寸 0.7m×0.7m×0.7m,目前该系统已获得国家发明专利 (ZL200810016641.0)。



图 3 真三维地质力学模型试验系统

Fig.3 True 3D geo-mechanical model test system

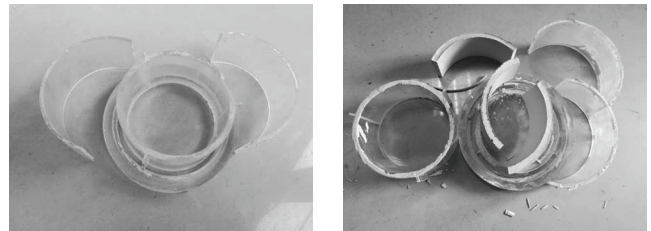
### 2.2 模型体制作

采用分层压实,风干养护的方法制作模型<sup>[21]</sup>:  
 ①将断层制作装置固定于模型架的相应位置;②根据每次填料高度计算并称重新断层前后和断层内的相似材料;③搅拌均匀后将模型材料分层均匀摊铺在相应位置,并初步压实;④拆除断层制作装置,采用压实装置将模型材料进一步压实;⑤压实结束后,采用吹风机对模型体风干,使其快速养护成型。重

复上述操作①~⑤直至模型制作完成。

### 2.3 衬砌管片制作

衬砌管片由管片模具预制而成,衬砌管片模具如图 4 (a)。将水与特种石膏粉按照水膏重量比 1 : 1.6 搅拌均匀后,注入衬砌管片预制模具内,并充分振荡使石膏液均匀密实,室温养护成型后即可脱模。脱模后的衬砌管片如图 4 (b) 所示。



(a) 管片预制模具

(b) 制作的衬砌管片

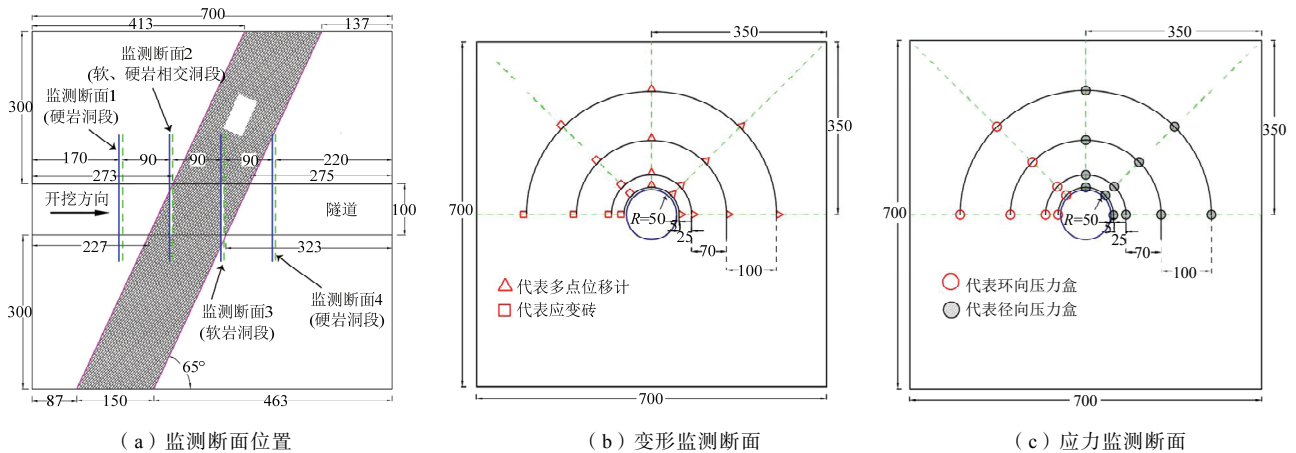
图 4 衬砌管片制作

Fig.4 Fabrication of lining segment

### 2.4 测点布置

为监测隧洞施工过程中围岩和衬砌的应力和变形,采用多点位移计、微型应变砖和微型压力盒等测试元件共设置 4 个典型监测断面,如图 5 (a) 示。断面 1 位于断层以上硬岩段,断面 2 位于软、硬岩相交段,断面 3 位于软岩段,断面 4 位于断层以下硬岩段。每个监测断面包括 2 个次监测断面:变形监测断面(图中竖向实线)和应力监测断面(图中竖向虚线)。由于隧洞轴线与断层近似正交,根据对称性,在隧洞关键部位(拱腰、拱肩和拱顶)布设 5 条测线,每条测线布置 4 个测点,4 个测点与洞壁距离分别为 5mm、30mm、100mm 和 200mm,具体布置见图 5。

针对上述 4 个监测断面,衬砌监测点布置如图



(a) 监测断面位置

(b) 变形监测断面

(c) 应力监测断面

图 5 围岩测点布置 (单位: mm)

Fig.5 Layout of measuring points in rock (unit: mm)

6 示, 图 6 (a) 用于监测围岩和衬砌间的接触压力, 图 6 (b) 用于监测衬砌关键部位的变形和内力。

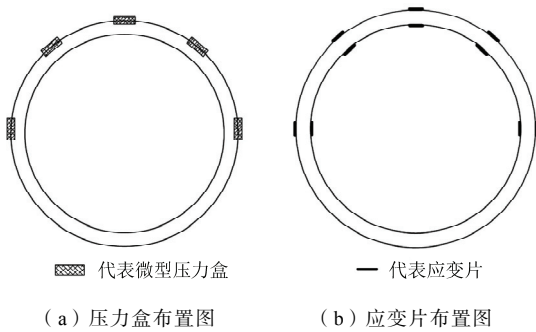


图 6 衬砌测点布置

Fig.6 Layout of measuring points on lining

### 2.5 模型开挖及衬砌支护方案

为真实模拟实际岩体中隧洞施工的全过程, 模型试验施工模拟分为 3 个阶段。

(1) 预压阶段。为使模型试验所经历的应力历史与实际相符, 采用先加载后开挖的方式。根据洞区地应力场式 (6) 计算初始地应力, 然后按照应力相似比换算后采用数控液压加载系统对模型体分级加载, 每级加载 10min, 待压力稳定后加载下一级荷载, 直至达到所需的真三维应力状态。最后保持该状态并稳压 24h, 以便在模型体内形成真实的三维初始应力场。模型试验真三维加载示意如图 7 所示。

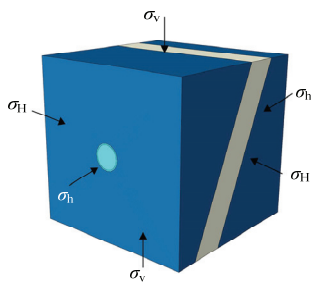


图 7 真三维加载示意图

Fig.7 Schematic diagram of true 3D loading

$$\begin{cases} \sigma_H = 1.4\gamma H, \sigma_h = 1.02\gamma H & H < 400\text{m} \\ \sigma_H = 1.2\gamma H, \sigma_h = 0.74\gamma H & H \geq 400\text{m} \end{cases} \quad (6)$$

式中:  $\gamma$  为岩体容重,  $H$  为埋深, 其中最大水平主应力与隧洞轴线垂直。

(2) 开挖阶段。待稳压结束后, 按照与实际相同的工序进行隧洞的开挖过程。首先取下开挖导洞盘, 采用开挖工具沿着预先埋设的导向线, 逐步开挖模型洞室, 第一段开挖长度 80mm。

(3) 衬砌安装阶段。为模拟实际施工中开挖和支护循环推进的过程, 采用“分片安装、逐段拼接”的方法进行管片衬砌安装。首先将要放置的管片与安装工具黏结固定, 同时在管片外侧涂抹石膏液使其与微型压力盒表面齐平, 用于模拟管片背后回填层。然后使用安装工具将管片放置在开挖洞室的左下侧部位, 待围岩与管片黏结稳定后轻轻取出管片安装工具。按照上述方法, 依次安装右下侧管片, 最后安装顶部管片, 此时该环衬砌安装完毕。为使相邻管片结合为一体, 在管片间纵向接缝和环向接缝部位涂抹 2mm 厚的速干型结构胶。因管片宽度为 50mm, 每次支护长度 50mm。

第一段开挖和支护完成后, 开始第二段施工, 施工进尺为 50mm, 即每次开挖 50mm, 随后支护 50mm, 不断重复该循环, 从而实现隧洞边开挖边支护的逐步推进过程。规定隧洞开挖和衬砌支护为两个施工时步, 则整个施工过程一共有 22 个施工时步, 如图 8 所示。

### 3 试验测试结果分析

试验结果已按照相似原理将测试获得的位移和应力换成原型隧洞的位移和应力。因 4 个监测断面围岩的位移、应力以及围岩和衬砌接触压力的变化规律和分布特征相似, 故下文仅以典型监测断面 1 (硬岩) 和监测断面 3 (软岩) 为代表进行结果

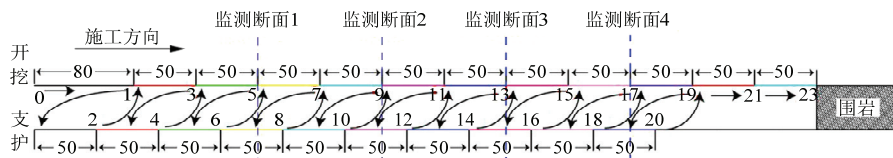


图 8 隧洞开挖和衬砌支护循环推进示意图 (单位: mm)

Fig.8 Schematic diagram of tunnel excavation and lining support (unit: mm)

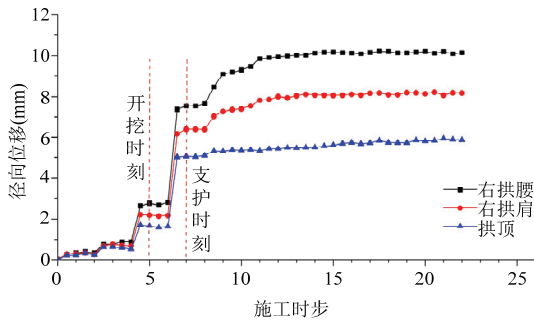
分析。

#### 3.1 施工过程中围岩位移场变化规律

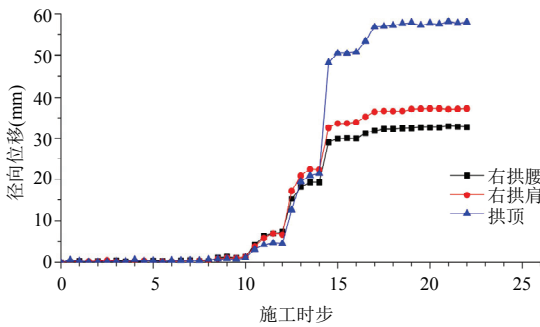
图 9 为隧洞周边围岩测点径向位移随施工时步

的变化曲线, 图中竖直的虚线分别代表开挖时刻和衬砌支护时刻, 图 10 为施工结束时洞周围岩径向位移分布图。表 5 为监测断面开挖时刻和支护时刻洞

周围岩的位移变化率。此处的位移变化率是指监测断面开挖时刻和支护时刻洞周围岩发生的位移与其位移最终稳定值的比。



(a) 监测断面 1



(b) 监测断面 3

图 9 径向位移随施工时步变化曲线

Fig.9 Curves of radial displacement varying with construction step

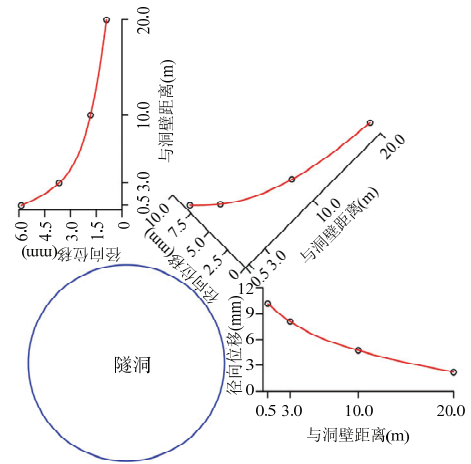
表 5 监测断面开挖时刻和支护时刻围岩位移变化率  
Table 5 Displacement varying rates at excavation time and support time

监测断面	所在位置	洞周位置	开挖时刻	支护时刻
1	硬岩	右拱腰	0.27	0.74
		右拱肩	0.27	0.78
		拱顶	0.28	0.86
3	软岩	右拱腰	0.56	0.92
		右拱肩	0.56	0.90
		拱顶	0.34	0.87

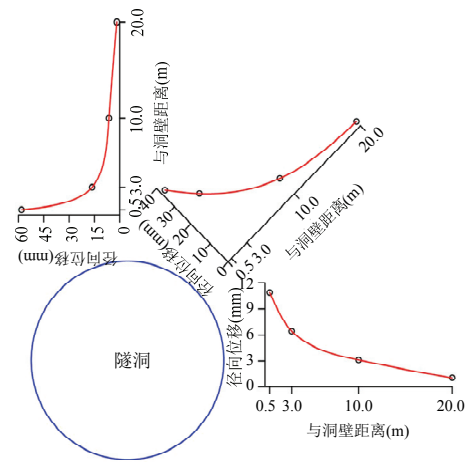
由图 9、图 10 和表 5 分析可知如下。

(1) 开挖后，洞周围岩向洞内收缩，洞壁位移最大，随着与洞壁距离增加，洞周径向位移呈单调衰减趋势。硬岩隧洞最大变形约 10mm，位于拱腰；软岩隧洞最大变形约 60mm，位于拱顶，相比硬岩隧洞，软岩隧洞不但变形急剧增加，而且最大变形位置也由拱腰变成了拱顶。

(2) 沿隧洞轴线方向，开挖对围岩变形显著影响的范围为掌子面前、后 1.5 倍洞径；沿隧洞径向，



(a) 监测断面 1



(b) 监测断面 3

图 10 围岩径向位移分布

Fig.10 Distribution of rock radial displacement

开挖对围岩变形显著影响的范围为洞周 1 倍洞径。

(3) 不同地质条件下围岩在开挖时刻和支护时刻的位移变化率并不相同。硬岩隧洞开挖时刻和支护时刻的围岩位移变化率较小，平均分别约为 27%和 80%，软岩隧洞开挖时刻和支护时刻的位移变化率较大，平均分别约 50%和 90%。由此可以看出，由于断层的影响，软岩隧洞掌子面的空间约束效应明显减弱，围岩的自稳能力显著降低。

### 3.2 施工过程中围岩应力场变化规律

图 11 为隧洞围岩应力随施工时步的变化曲线，图 12 为施工结束时洞周围岩应力分布图，表 6 为监测断面开挖时刻和支护时刻洞周围岩的应力释放率。此处围岩应力释放率是指监测断面开挖时刻和支护时刻洞周围岩的径向应力释放值与其原岩应力的比，径向应力释放值为初始状态的径向应力减去当前时刻的径向应力。

由图 11、图 12 和表 6 分析可知如下。

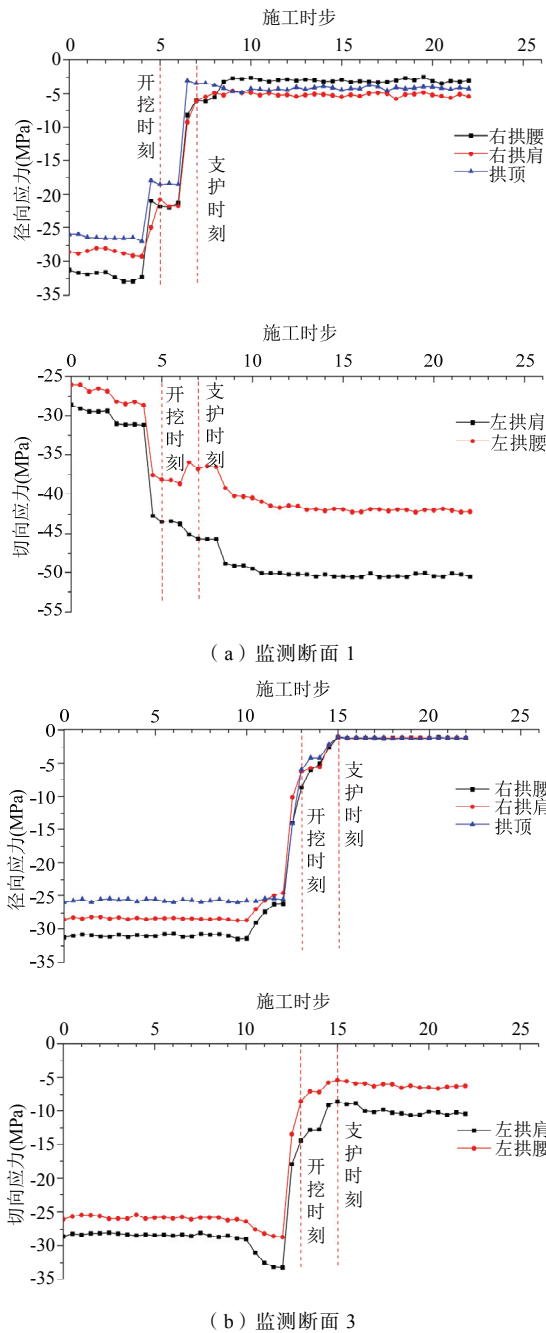


图 11 围岩应力随施工时步变化曲线

Fig.11 Curves of rock stress varying with construction step

表 6 监测断面围岩开挖和支护时刻围岩应力释放率

Table 6 Stress release rates of surrounding rock at excavation time and support time

监测断面	所在位置	洞周位置	开挖时刻	支护时刻
1	硬岩洞段	右拱腰	0.30	0.81
		右拱肩	0.28	0.79
		拱顶	0.29	0.86
3	软岩洞段	右拱腰	0.72	0.97
		右拱肩	0.78	0.97
		拱顶	0.77	0.96

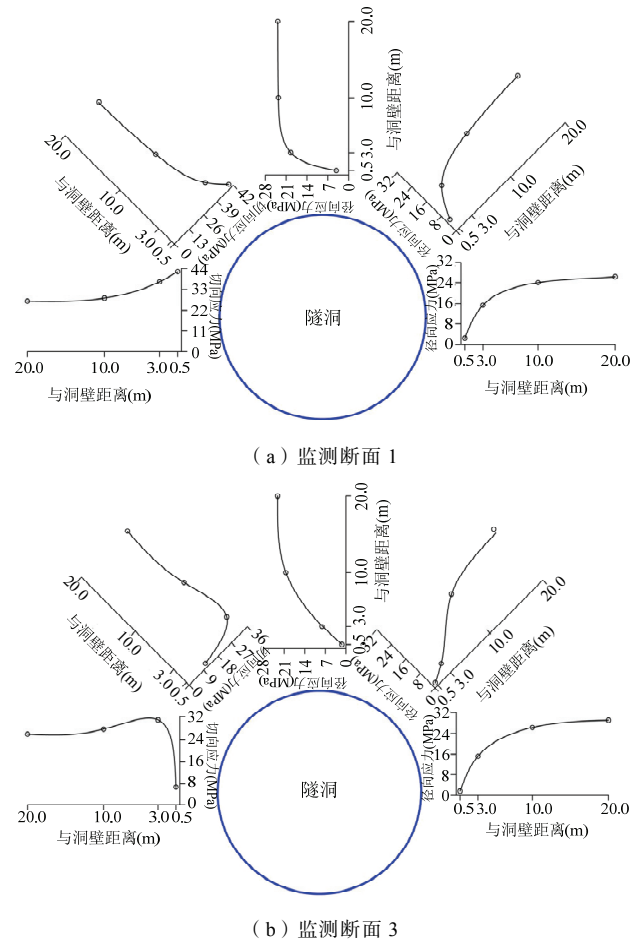


图 12 洞周围岩应力分布

Fig.12 Distribution of rock stress

(1) 隧道开挖后，围岩径向应力发生释放，距洞壁越近，径向应力越小。随着与洞壁距离变大，径向应力逐渐恢复至原岩应力。监测断面 1 切向应力在洞壁发生应力集中，随着与洞壁距离变大，切向应力逐渐降低至原岩应力。因监测断面 3 位于软岩洞段，岩体强度较低，开挖后洞周围岩处于峰后阶段，切向应力随着与洞壁距离由近及远呈先增加后减小的趋势，在围岩深处形成了压力拱，这与硬岩中切向应力呈逐渐减小趋势明显不同，可见围岩应力向深部围岩发生了应力转移。

(2) 沿着隧洞轴线方向，开挖对围岩应力显著影响的范围约为掌子面前、后 1.5 倍洞径；沿着隧洞径向，开挖对围岩应力显著影响的范围为洞周 1 倍洞径，这与前述分析得出开挖对围岩变形显著影响的范围一致。

(3) 隧洞施工过程中围岩径向应力并非一直发生应力释放，掌子面前方一定范围内围岩径向应力会出现短暂的应力集中，在硬岩隧洞中尤为明显。这是由于开挖导致掌子面前方围岩向临空面挤出，



相比软岩洞段，硬岩隧洞掌子面约束岩体被挤出的能力较大，因此硬岩隧洞中这种现象更加明显。

(4) 围岩径向应力在掌子面前、后 0.5 倍洞径范围内急剧释放,在掌子面前方 0.5 倍洞径范围内软岩的径向应力释放速率较快,硬岩的应力释放速率较慢,而在掌子面后方 0.5 倍洞径范围内硬岩的径向应力释放速率较快,软岩的应力释放速率较慢。

表 7 监测断面衬砌内、外侧应变值

Table 7 Strain values of inner and outer sides of linings at four monitoring sections

监测断面	右拱腰 ( $\times 10^{-6}$ )		右拱肩 ( $\times 10^{-6}$ )		拱顶 ( $\times 10^{-6}$ )		左拱肩 ( $\times 10^{-6}$ )		左拱腰 ( $\times 10^{-6}$ )	
	内侧	外侧	内侧	外侧	内侧	外侧	内侧	外侧	内侧	外侧
1	-617	-467	-458	-375	-317	-483	-445	-390	-683	-525
3	-667	-542	-583	-500	-315	-535	-559	-457	-658	-500

注：“-”表示压应变，“+”表示拉应变。

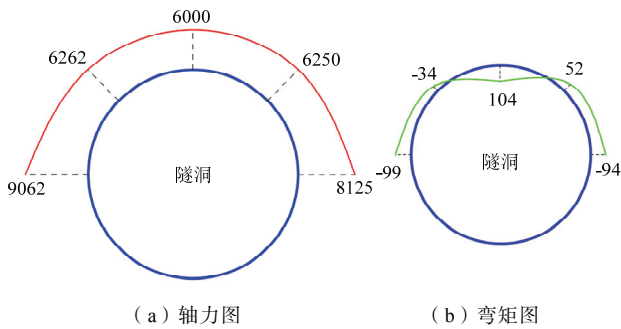


图 13 监测断面 1 衬砌结构内力分布图 (单位: kN·m)

Fig.13 Internal force distribution of lining at monitoring section 1 (unit: kN·m)

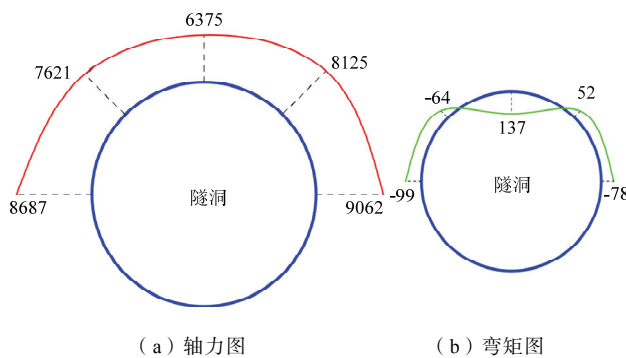


图 14 监测断面 3 衬砌结构内力分布图 (单位: kN·m)

Fig.14 Internal force distribution of lining at monitoring section 3 (unit: kN·m)

没有拉应变出现,除拱顶外,左、右拱肩和拱腰部位的内侧压应变均大于外侧压应变。

(2) 各监测断面的衬砌内力(轴力和弯矩)分布规律基本一致,大致呈左右对称分布。衬砌各监测点轴力均受压,从拱顶向拱腰呈逐渐增大趋势。衬砌拱顶处弯矩最大,在衬砌拱腰和拱肩部位弯矩

### 3.3 施工过程中衬砌-围岩协同作用机制

#### 3.3.1 衬砌内力分布规律

施工结束后监测断面衬砌管片内、外侧的应变值如表 7 所示,将其换算成相应的轴力和弯矩后得到衬砌的内力分布如图 13~图 14 所示。

由表 7 和图 13~图 14 分析可知如下。

(1) 监测断面的衬砌管片内侧和外侧均受压,

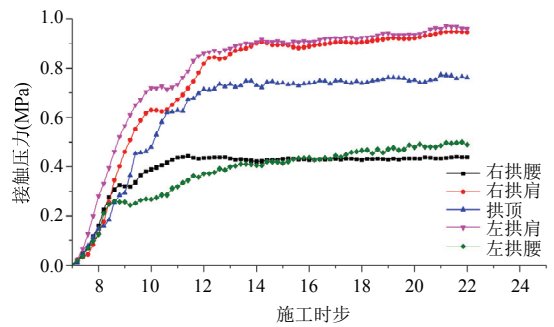
方向朝向洞内,拱顶部位弯矩方向朝向洞外。

#### 3.3.2 衬砌-围岩接触压力变化规律

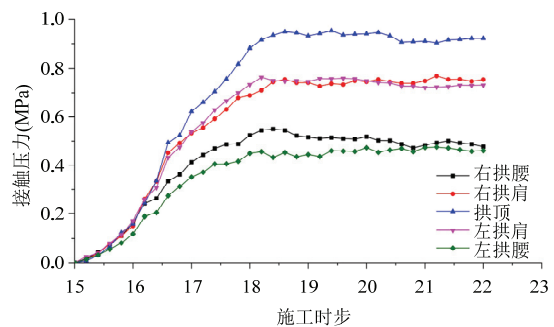
图 15 为衬砌与围岩接触压力随施工时步的变化曲线,图 16 为施工结束后监测断面处衬砌与围岩接触压力的洞周分布图。

由图 15 和图 16 分析可知如下。

(1) 衬砌与围岩接触压力随施工时步变化曲线大致可分为 3 个阶段:①接触压力缓慢增加阶段,大约持续 1 个施工时步,此阶段围岩和衬砌逐渐接



(a) 监测断面 1



(b) 监测断面 3

图 15 接触压力随施工时步变化曲线

Fig.15 Curves of contact pressure varying with construction step

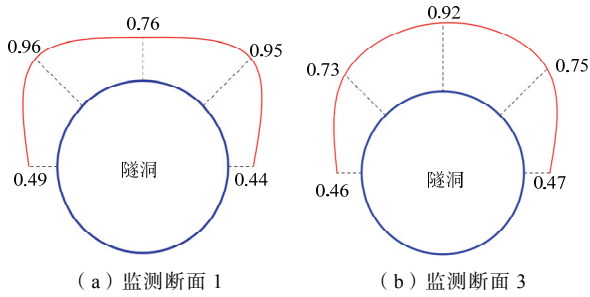


图 16 接触压力分布图 (单位: MPa)

Fig.16 Distribution of contact pressure (unit: MPa)

触并开始发生相互作用;②接触压力快速增长阶段, 大约持续 2 个施工时步, 此阶段由于工作面的持续推进, 掌子面对围岩的约束作用逐渐减小, 围岩向洞内收敛变形与衬砌充分接触, 并对衬砌产生压力, 衬砌抵抗围岩变形, 对围岩提供支护力, 围岩与衬砌接触压力稳定增长; ③接触压力逐渐稳定阶段, 此阶段掌子面对围岩的约束作用逐渐消失, 围岩变形缓慢增加, 衬砌约束作用逐步增强, 接触压力缓慢增加, 最终围岩和衬砌到达相对平衡, 接触压力趋于稳定。

(2) 总体来说, 拱顶和拱肩部位的接触压力普遍大于拱腰部位, 其中硬岩隧洞最大接触压力位于拱肩部位, 而软岩隧洞最大接触压力位于拱顶。

(3) 不同地质条件下隧洞围岩与衬砌接触压力的分布形式基本相同, 大致呈左右对称分布。

### 3.3.3 围岩与衬砌协同作用分析

图 17 为隧洞施工过程中衬砌与围岩协同作用原理示意图。从时间上衬砌与围岩协同作用过程可分为 3 个阶段: 开挖前、开挖后支护前和支护后。前 2 个阶段用于研究支护结构施作前围岩应力的释放过程, 是衬砌与围岩协同作用的基础和前提, 第 3 阶段是衬砌与围岩协同作用的关键阶段, 外在表现为衬砌和围岩承载比例的动态演化。从深度上衬砌与围岩协同作用原理可分为 3 个层次: 实体模型、概念模型和理论模型, 即图 17。

通过前述对隧洞围岩变形和应力的分析, 可知开挖只对掌子面前后一定范围的围岩有显著影响。如图 17 (a) 示, 掌子面前方未受开挖扰动的岩体处于原岩应力状态, 此时围岩没有发生应力释放, 即应力释放率  $\lambda=0$ 。掌子面前方受扰动岩体由于应力重分布被挤向临空面, 且距离掌子面越近, 围岩变形越明显, 应力释放也越大。记掌子面位置围岩变形为  $U_1$ , 应力释放率为  $\lambda_1$ , 释放荷载由围岩自身承担, 也即掌子面位置围岩承担荷载为  $\lambda_1\sigma_0$ , 对

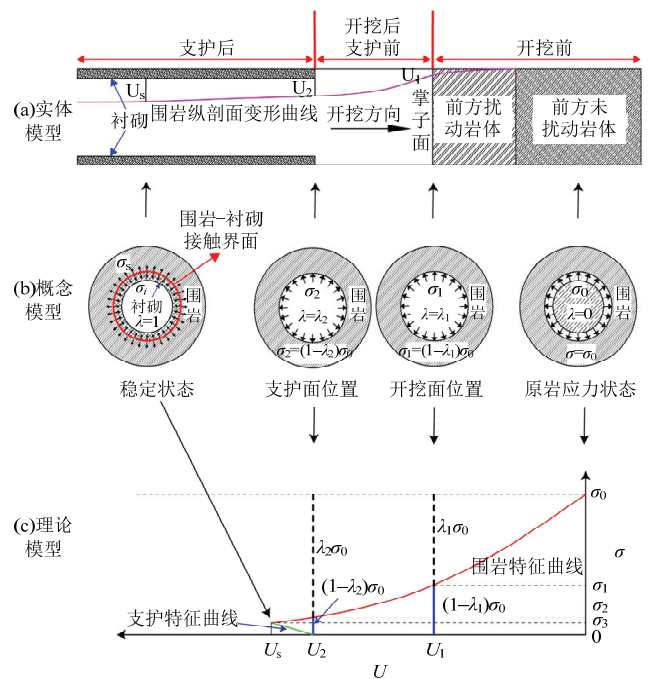


图 17 衬砌与围岩协同作用原理示意图

Fig.17 Schematic diagram of synergistic action of lining-rock

应图 17 (c) 中右上侧竖向虚线, 为使该处围岩受力平衡, 掌子面需提供虚拟支撑力  $(1-\lambda_1)\sigma_0$ , 对应图 17 (c) 中右下侧竖向实线。

实际隧洞施工中衬砌的施作往往滞后开挖面一定距离, 围岩在该段距离内持续变形, 应力进一步释放。记支护面位置围岩变形为  $U_2$ , 应力释放率为  $\lambda_2$ , 释放的荷载由围岩自身承担, 也即支护面位置围岩承担荷载为  $\lambda_2\sigma_0$ , 对应图 17 (c) 中左上侧竖向虚线, 为保持该位置围岩受力平衡, 掌子面需提供虚拟支撑力为  $(1-\lambda_2)\sigma_0$ , 对应图 17 (c) 中左下侧竖向实线。

衬砌施作后, 由于开挖面的持续推进, 掌子面对围岩的空间约束作用逐渐减弱, 围岩变形继续增加, 衬砌与围岩开始接触并发生相互作用。此后围岩应力继续释放, 衬砌提供的支护抗力逐渐增强, 掌子面对围岩的空间约束作用逐渐消失, 最终围岩和支护结构达到相对平衡, 围岩和衬砌的变形和受力也趋于稳定。此时衬砌提供的支护力为  $\sigma_s$ , 与围岩衬砌间的接触压力  $\sigma_i$  相等。

从上述 3 个阶段和 3.2 节围岩应力变化规律可以看出, 隧洞施工中衬砌与围岩协同作用过程包括两种应力释放机制、3 个施工阶段和 4 种承载状态。围岩和衬砌的协同作用机制在宏观上表现为应力转移和应力传递。应力转移是将一部分开挖荷载向围

岩深部转移，在隧洞周边形成不同范围的压力拱，该部分荷载由围岩自身承担。应力传递是指剩余部分的开挖荷载通过衬砌和围岩的相互作用传递给衬砌。应力转移贯穿整个隧洞施工过程，而应力传递只存在衬砌施作后。3 个施工阶段和 4 种承载状态是指：①开挖前阶段，由围岩单独承载状态向围岩和掌子面共同承载状态转变；②开挖后支护前阶段，由围岩和掌子面共同承载向围岩、掌子面和衬砌三

者共同承载状态转变；③支护后阶段，由围岩、掌子面和衬砌三者共同承载状态向围岩和衬砌共同承载状态转变。这 3 个阶段和 4 种状态的转变构成了围岩与衬砌协同作用动态演化的全过程。

### 3.4 断层对隧洞衬砌与围岩协同承载作用的影响

根据表 6、图 16 和图 17，计算隧洞施工过程中监测断面在开挖时刻、支护时刻和稳定时刻围岩和衬砌各自承担荷载比例如表 8 所示。

表 8 隧道施工过程中围岩和衬砌承载比例

Table 8 Load bearing ratio of surrounding rock and lining during tunnel construction

监测断面	断面所在位置	洞周位置	开挖时刻		支护时刻			稳定时刻		围岩承载 : 衬砌承载
			围岩 (%)	衬砌 (%)	围岩 (%)	衬砌 (%)	累计 (%)	围岩 (%)	衬砌 (%)	
1	硬岩洞段	右拱腰	30	—	51	—	81	17.60	1.40	93 : 7
		右拱肩	28	—	51	—	79	17.69	3.31	84 : 16
		拱顶	29	—	57	—	86	11.07	2.93	79 : 21
3	软岩洞段	右拱腰	72	—	25	—	97	1.47	1.53	49 : 51
		右拱肩	78	—	19	—	97	0.36	2.64	12 : 88
		拱顶	77	—	19	—	96	0.45	3.55	11 : 89

由表 8 分析可知如下。

(1) 由于软弱断层带的存在，开挖时刻不同类型围岩的应力释放率明显不同，其中硬岩释放约 30%，软岩释放约 76%。

(2) 从开挖到支护前，硬岩平均承担约 53% 的释放荷载，软岩平均承担约 21% 的释放荷载，其中拱腰承载比例较大，拱肩和拱顶承载比例较小。

(3) 支护后，硬岩洞段围岩仍是主要的承载体，平均承担约 85% 的释放荷载，衬砌承担约 15% 的释放荷载，其中拱腰、拱肩和拱顶部位围岩承担的荷载比例逐渐减小，而衬砌承担的荷载比例逐渐增加。

(4) 支护后，软岩洞段围岩的承载能力已经大大减弱，平均只承担了约 25% 的释放荷载，而衬砌结构承担了 75% 的荷载，其中拱腰部位围岩和衬砌各自承担约 50% 的荷载，拱肩和拱顶部位围岩只能承担约 10% 的荷载，此时衬砌已成为荷载的主要承担者。

(5) 由于软弱断层带的存在，围岩各部位的承载能力并不相同，其中拱腰部位承载能力最大，拱肩次之，拱顶最小。

## 4 结论

基于我国云南省滇中引水工程香炉山隧洞为

研究背景，首次开展了复杂地质条件下大埋深隧洞施工开挖与支护真三维地质力学模型试验，再现了现场隧洞渐进施工的全过程。针对典型监测断面监测数据进行分析，获得以下结论。

(1) 大埋深隧洞施工过程中衬砌与围岩的协同作用效应包括 2 种应力释放机制、3 个施工阶段和 4 种承载状态。

(2) 获得了施工过程中隧洞围岩的变形、应力和支护结构内力分布特征以及衬砌与围岩协同承载动态演化规律。

(3) 阐明了隧洞围岩应力释放规律，即：硬岩隧洞围岩应力释放速率先慢后快，软岩隧洞应力释放速率先快后慢。

### 参 考 文 献

[1] 孙钧. 地下结构设计理论与方法及工程实践[M]. 上海: 同济大学出版社, 2016 (Sun Jun. Theory and method of underground structure design and engineering practice [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2016 (in Chinese))

[2] Zhang Q Y, Zhang X T, Wang Z C, et al. Failure mechanism and numerical simulation of zonal disintegration around a deep tunnel under high stress [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2017, 93: 344-355

[3] Carranza-Torres C, Fairhurst C. Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion [J]. Tunnelling and Underground Space

- Technology, 2000, 15(2): 187-213
- [4] Oreste P P. A procedure for determining the reaction curve of shotcrete lining considering transient conditions [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2003, 36(3): 209-236
- [5] Gschwandtner G G, Galler R. Input to the application of the convergence confinement method with time-dependent material behaviour of the support [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, 27(1): 13-22
- [6] Wang H N, Uti S, Jiang M J. An analytical approach for the sequential excavation of axisymmetric lined tunnels in viscoelastic rock [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, 68: 85-106
- [7] Wang H N, Li Y, Ni Q, et al. Analytical solutions for the construction of deeply buried circular tunnels with two liners in rheological rock [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2013, 46(6): 1481-1498
- [8] Fahimifar A, Ghadami H, Ahmadvand M. The ground response curve of underwater tunnels, excavated in a strain-softening rock mass [J]. Geomechanics and Engineering, 2015, 8(3): 323-359
- [9] Paraskevopoulou C, Diederichs M. Analysis of time-dependent deformation in tunnels using the convergence-confinement method [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 71: 62-80
- [10] Alonso E, Alejano L R, Varas F, et al. Ground response curves for rock masses exhibiting strain-softening behavior [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2003, 27(13): 1153-1185.
- [11] 于加云. 模筑钢筋混凝土支护与软岩相互作用机理研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2007 (Yu Jiayun. Study of interactive mechanism of moulding reinforced concrete lining and the soft rock underground engineering [D]. Chengdu: Southwest Jiao Tong University, 2007 (in Chinese))
- [12] 王成平. 破碎围岩隧道的模拟试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2004 (Wang Shuping. Model test study on the tunnel within cracked surrounding rocks [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2004 (in Chinese))
- [13] 陈浩, 任伟中, 李丹, 等. 深隧道围岩稳定性的数值模拟与模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增 2): 615-620 (Chen Hao, Ren Weizhong, Li Dan, et al. Numerical simulation and model test study of stability of surrounding rock for deep tunnel [J]. Rock and soil mechanics, 2011, 32(S2): 615-620 (in Chinese))
- [14] 陈浩, 任伟中, 李丹, 等. 深埋隧道锚杆支护作用的数值模拟与模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增 1): 719-724 (Chen Hao, Ren Weizhong, Li Dan, et al. Numerical simulation and model test study of mechanism of bolt in deep tunnel [J]. Rock and soil mechanics, 2011, 32(S1): 719-724 (in Chinese))
- [15] 李磊, 谭忠盛, 喻渝, 等. 成兰铁路千枚岩隧道初期支护形式试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(增 1): 19-24 (Li Lei, Tan Zhongsheng, Yu Yu, et al. Experimental study on primary lining form of tunnels in phyllite on Chengdu-Lanzhou railway [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(S1): 19-24 (in Chinese))
- [16] 丁远振, 谭忠盛, 马栋. 高地应力断层带软岩隧道变形特征与控制措施研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(增 1): 129-134. (Ding Yuanzhen, Tan Zhongsheng, Ma Dong. Study on large deformation characteristics and control measures of soft rock tunnel in fault zone with high geostress [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(S1): 129-134 (in Chinese))
- [17] 张德华, 雷可, 谭忠盛, 等. 软岩大变形隧道双层初期支护承载性能对比试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(增 2): 86-92 (Zhang Dehua, Lei Ke, Tan Zhongsheng, et al. Field test on bearing and deformation properties of double primary layers applied to large deformation tunnel in weak rock [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(S2): 86-92 (in Chinese))
- [18] Lei M, Peng L, Shi C. Model test to investigate the failure mechanisms and lining stress characteristics of shallow buried tunnels under unsymmetrical loading [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 46: 64-75
- [19] 赵勇, 刘建友, 田四明. 深埋隧道软弱围岩支护体系受力特征的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(8): 1663-1670 (Zhao Yong, Liu Jianyou, Tian Siming. Experimental study of mechanical characteristics of support system for weak surrounding rock of deep tunnels [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(8): 1663-1670 (in Chinese))
- [20] 李鹏飞, 田四明, 赵勇, 等. 高地应力软弱围岩隧道初期支护受力特性的现场监测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013(增 2): 3509-3519 (Li Pengfei, Tian Siming, Zhao Yong, et al. In-situ monitoring study of mechanical characteristics of primary lining in weak rock tunnel with high grostress [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013(S2): 3509-3519 (in Chinese))
- [21] 张强勇, 李术才, 李勇, 等. 地下工程模型试验新方法、新技术及工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2012
- [22] Zhang Q Y, Zhang Y, Duan K, et al. Large-scale geo-mechanical model tests for the stability assessment of deep underground complex under true-triaxial stress [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 83: 577-591

任明洋 (1989—), 男, 博士研究生。主要从事岩土工程方面研究。

张强勇 (1963—), 男, 博士, 教授。主要从事深部洞室围岩稳定分析方法与安全控制技术研究。

陈尚远 (1993—), 男, 硕士研究生。主要从事岩土工程方面研究。

尹相杰 (1993—), 男, 硕士研究生。主要从事岩土工程方面研究。

李帆 (1992—), 男, 博士研究生。主要从事岩土工程方面研究。

向文 (1966—), 女, 硕士, 副教授。主要从事岩土工程方面研究。

余光远 (1995—), 男, 硕士研究生。主要从事岩土工程方面研究。