

# 高地应力岩体特殊照明峒室围岩支护设计

吕 明<sup>1</sup>, GRØVE<sup>1</sup>, DAHLE H<sup>1</sup>, 乔怀玉<sup>2</sup>, 文邦后<sup>2</sup>, 陈忠明<sup>2</sup>, 赵秋林<sup>3</sup>

(1. 挪威 SINTEF 集团 岩土力学研究所, 挪威 特隆赫姆 7465; 2. 陕西公路隧道建设管理中心, 陕西 西安 710068;  
3. 铁道第一勘测设计院, 陕西 西安 710043)

**摘要:**为特殊照明和交通安全在世界最长的双洞公路隧道——秦岭终南山隧道内设计了 6 个峒室, 该隧道穿越中国陕西省秦岭山脉, 最大埋深达 1 800 m。在峒址附近的 2 个位置采用应力解除法量测岩石地应力, 该处的岩石覆盖厚度分别为 1 600 和 400 m, 量测结果显示极高的地应力。为满足照明和行车安全的要求, 每个峒室设计成纺锤型, 长度为 200 m, 最大宽度为 22 m。受到已建成隧道的限制, 两峒室间最小岩柱厚度只有 8 m。峒室的主要特征为: (1) 高地应力; (2) 岩石条件较好; (3) 与峒室尺寸相比岩柱厚度很小, 这些特征对围岩支护提出极大的挑战。围岩支护是依据岩体分类 Q 系统采用经验法设计, 然后采用数值分析校核。临时支护和永久支护系统均采用喷射混凝土和锚杆。为保证施工和运行期的峒室稳定提出一整套实施程序, 包括开挖、喷射混凝土、安装锚杆和监控措施。对于极高地应力区域的峒室采用柔性支护, 允许岩体在永久支护安装前发生部分变形, 从而保证峒室稳定及支护元件安全可靠地发挥效用。分别采用 FLAC<sup>3D</sup> 和 Phase 2 程序进行三维和二维数值分析, 三维计算主要用于研究峒室的整体稳定及沿隧道轴向的三维效应; 二维计算用于详细研究施工顺序和各支护单元的功效。数值分析显示喷射混凝土和锚杆在各施工阶段都能安全运作, 从而验证了围岩支护设计。

**关键词:**隧道工程; 公路隧道; 围岩支护设计; 地应力; 数值分析; 岩体分类

**中图分类号:** U 45

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-6915(2008)01-0035-07

## ROCK SUPPORT DESIGN FOR SPECIAL LIGHTING CAVERNS IN HIGH IN-SITU STRESS ROCK MASS

LU Ming<sup>1</sup>, GRØVE<sup>1</sup>, DAHLE H<sup>1</sup>, QIAO Huaiyu<sup>2</sup>, WEN Banghou<sup>2</sup>, CHEN Zhongming<sup>2</sup>, ZHAO Qiulin<sup>3</sup>

(1. SINTEF Rock and Soil Mechanics, Trondheim 7465, Norway;

2. Road and Tunnel Management Center of Shaanxi Communications Bureau, Xi'an, Shaanxi 710068, China;

3. The First Survey and Design Institute of Ministry of Railway, Xi'an, Shaanxi 710043, China)

**Abstract:** Six caverns are designed in the world's longest twin-tube road tunnel, the Qinling Zhongnanshan tunnel, for the special lighting and driving safety purpose. The tunnel is excavated through the Qinling Mountain Range of Shaanxi Province, China, where the maximum rock overburden is about 1 800 m. In-situ rock stress was measured by overcoring method in two boreholes close to the cavern sites, where overburden is 400 and 1 600 m, respectively. The measurement result indicates very high rock geostresses. To meet the lighting requirements, the spindle-shaped caverns are designed to have a length of 200 m and a maximum span of 22 m. However, restricted by the distance between the two existing tunnels, the minimum width of the pillar between the caverns is left to be only 8 m. The main features of the caverns include: (1) high in-situ stress; (2) generally good rock; and (3) small pillar in comparison to the cavern size, which imposes great challenges to the rock support design. The support design is based on empirical approach from rock mass classification Q-system; and it is then verified by the numerical analysis. The supporting system, including both temporary support and permanent support, consists of

**收稿日期:** 2007-04-05; **修回日期:** 2007-06-09

**作者简介:** 吕 明(1944-), 男, 博士, 1967年毕业于清华大学水利工程系, 现任挪威 SINTEF 集团首席科学家、挪威科技大学兼职教授, 主要从事岩石力学和地下工程方面的科研、教学与咨询工作。E-mail: Ming.Lu@sintef.no

bolting and shotcreting. In order to ensure the cavern stability during construction and in operation, a complete construction procedure, including sequence of excavation, bolting and shotcreting, is specially defined. Monitoring measures are also proposed. For the caverns located in the extremely high stress region, a flexible support system is designed, allowing the rock mass to partially deform before the permanent support is installed, thus ensuring cavern stability and the well-functioning of the rock bolts and shotcrete as permanent support. Commercial codes FLAC<sup>3D</sup> and Phase 2 are used in 3D and 2D analyses, respectively. The purpose of the three-dimensional analysis is to demonstrate the 3D effect and variations of stress and deformation along the tunnel axis; while the two-dimensional analysis is to study the functioning of support elements in each excavation stage. Numerical analysis verified the support design with controlled deformation and well functioning of the permanent support elements of both rock bolt and shotcrete.

**Key words:** tunnelling engineering; road tunnel; rock support design; in-situ stress; numerical analysis; rock mass classification

# 1 引言

秦岭终南山隧道位于中国陕西省,包括 4 条隧道:2 条铁路隧道,2 条公路隧道。公路隧道单洞长度为 18 km,是目前世界上最长的双洞公路隧道。隧道断面尺寸为 12.8 m×10.5 m,采用双行车道。隧道已于 2007 年 1 月通车。根据特殊照明和交通安全的要求在 2 条公路隧道内设计了 6 个洞室,设计洞室的理念是:在如此长的隧道内驾车,司机会感到单调和焦急,从而会增加交通事故发生的可能;但是当司机驾车到洞室时,如果断面扩大,司机就会觉得已开出隧道,就清醒了,从而减少交通事故。

隧道穿越秦岭山脉,主要岩石为混合花岗岩和混合片麻岩,质量较好,最大埋深达 1 800 m,在隧道开挖过程中岩爆时有发生。预见到高地应力及其对洞室围岩稳定的重要影响,在洞址附近的 2 个位置采用应力解除法量测了地应力,该处的岩石覆盖厚度分别为 400 和 1 600 m。在浅覆盖(1#钻孔)处的量测很成功,但在深覆盖(2#钻孔)处的量测遇到了极大的困难,随后及时采用备用方案,成功地进行二维门塞器(doorstopper)量测,得到了垂直于钻孔断面的竖直和水平地应力值。量测结果显示最大主应力高达 45 MPa。

洞室的形状尺寸是由照明要求确定的,同时也考虑到洞室围岩的稳定。洞室长度为 200 m,最大毛断面尺寸为 22.0 m×12.9 m,并逐渐缩小到隧道标准断面。2 条隧道的中心距离为 30 m,这样岩柱的最小厚度只有 8 m,相对于 22 m 宽的洞室这是很小的。图 1 给出了特殊照明洞室和地应力测量位置示意图。

围岩支护先依据岩体分类(Q 系统)采用经验法

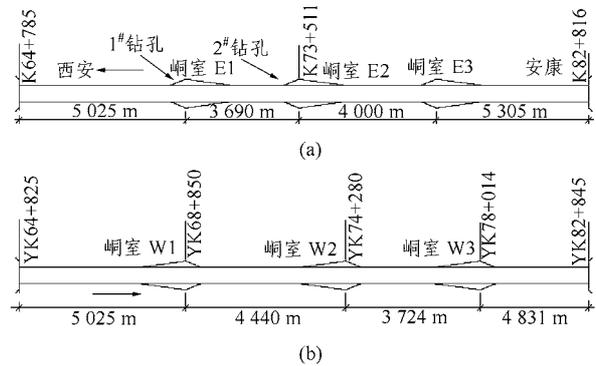


图 1 特殊照明洞室和地应力测量位置示意图 (尺寸不成比例)

Fig.1 Location of special lighting caverns and in-situ rock stress measurement(not in scale)

设计<sup>[1, 2]</sup>, 然后采用数值分析校核。采用 FLAC<sup>3D</sup>进行了三维数值分析,主要研究沿隧道轴线方向的三维效应;二维数值分析是采用 Phase 2 完成的,目的是详细了解施工程序和各支护元件的功能。对深埋和浅埋洞室作出了不同的设计,围岩支护采用常规的喷锚结构,并提出了一整套关于开挖、支护安装和监测的实施程序。

## 2 岩石地应力

### 2.1 量测方案

原本计划在 2 个钻孔均采用 NTH 测件进行三维应力解除法测量,2 个钻孔处的岩石覆盖厚度分别为 400 和 1 600 m。1#钻孔(靠近洞室 E1)处的测量很成功,但在 2#钻孔(靠近洞室 E2)处的极高地应力造成了强烈的岩芯饼化现象,使得应力解除法测量没能成功(见图 2)。27 cm 岩芯内观测到 23 个岩饼,表明沿钻孔方向的地应力极高,因而采用替代方案,成功进行了二维门塞器(doorstopper)量测,得到



图 2 极高地应力造成强烈的岩芯饼化现象

Fig.2 Core dishing resulting from extremely high in-situ stress

了垂直于钻孔断面的竖直和水平地应力值<sup>[3, 4]</sup>。

### 2.2 量测结果和地应力估算

现场量测结果的分析、解释和计算是用计算机程序 DISO 完成的。该程序是由 SINTEF 岩土工程研究所自行开发的, 它随机选取量测读数(包括三维应力解除法和二维门塞器数据), 计算出的结果可高达 35 000 组, 然后进行数理统计分析, 从而得到最可能、最可靠的地应力值, 包括大小和方向<sup>[5]</sup>。

#### (1) 1#钻孔的三维应力解除法量测

主应力方向见图 3。 $\sigma_1$ 和 $\sigma_2$ 基本上成水平方向。最大主应力大约为最小主应力的 2 倍, 3 个主应力的均值分别为 19.6, 14.0 和 9.4 MPa, 其标准方差分别为 $\pm 4.6$ ,  $\pm 3.5$  和 $\pm 2.0$  MPa。

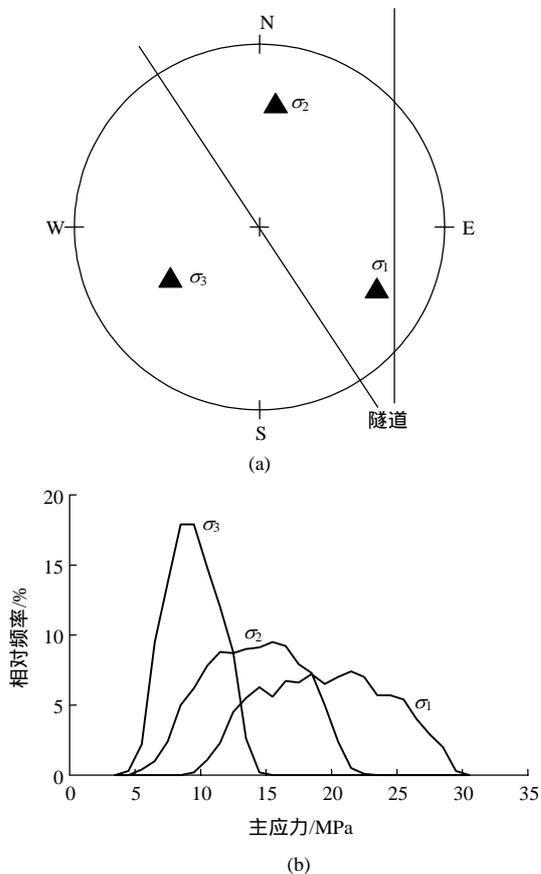


图 3 初始地应力的数值和方向的图型表示

Fig.3 Graphic presentation of orientation and magnitude of principal in-situ rock stresses

#### (2) 2#钻孔的二维门塞器法量测

在 3 个不同深度进行了门塞器量测, 平均垂直和水平地应力分别为 41.6 和 11.1 MPa, 垂直应力值与理论上岩石重力形成的垂直应力值相符。

#### (3) 用于数值分析的岩石初始地应力

表 1 给出了用于数值分析的岩石初始地应力值。

表 1 用于数值分析的岩石初始地应力值

Table 1 In-situ stresses used in numerical analysis of rock MPa

峒室代号	竖直地应力 $\sigma_v$	垂直于隧道轴线方向的水平地应力 $\sigma_h$	平行于隧道轴线方向的水平地应力 $\sigma_a$
E1/W1	10	15	15
E2/W2	40 ~ 45	25 ~ 30	25 ~ 30
E3/W3	15	15 ~ 20	15 ~ 20

## 3 峒室形状尺寸和围岩支护设计

峒室和围岩支护设计详情请参阅作者<sup>[6, 7]</sup>的相关研究。

### 3.1 峒室形状尺寸

根据照明要求并考虑岩石力学条件, 峒室的最大开挖断面设计为 22.0 m 宽、12.9 m 高, 并逐渐减小到隧道的标准断面尺寸, 即 12.8 m 宽、10.5 m 高。渐变段沿行车方向和反方向长分别为 150 和 50 m (见图 4(a))。从图 1 中可以看出, 峒室 E1 和 W1 的最大断面处于隧道的同一里程, 即同一横断面位置; 而峒室 E2 和 W2 的最大断面与紧急停车带相遇。图 4(b)给出了隧道的横断面图。

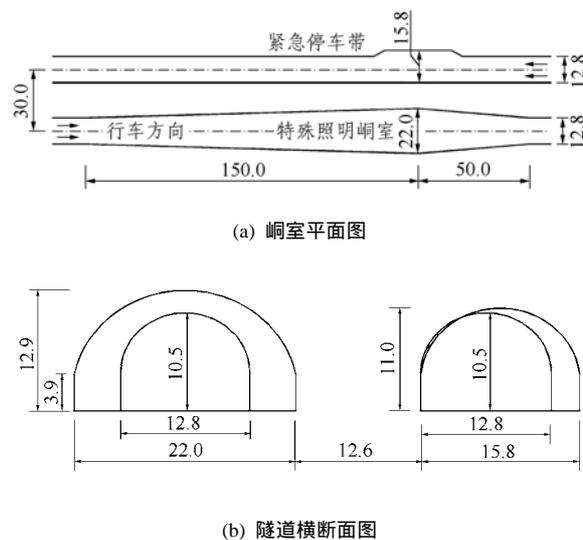


图 4 峒室与隧道的布置和尺寸(单位: m)

Fig.4 Dimensions of tunnels and caverns(unit: m)

### 3.2 岩石力学数据

岩体分类指标和相应的岩石力学参数是由已有资料依据规范<sup>[8]</sup>确定的。由于岩石表面基本上被喷射混凝土覆盖，SINTEF 工程师的现场观测只能提供有限的补充信息。表 2 列出了用于数值分析的岩体力学参数，其中的岩体分类指标是按规范<sup>[8]</sup>给出的，II<sup>-</sup>表示二级偏下，II<sup>+</sup>表示二级偏上。规范<sup>[8]</sup>没有给出残余强度和剪胀角，有关参数是根据经验提出的。峒室 E2 和 W2 的特点是岩体坚硬、地应力高；峒室 E1 和 W1 处岩体质量相对较差，地应力也相对较低；峒室 E3 和 W3 岩体质量在两者之间。

### 3.3 围岩支护设计和施工程序

初步数值分析结果显示，在如此高的地应力条件下开挖这样大的 2 个相邻峒室，中间岩柱又很小，设计岩体支护保证围岩稳定并不容易。因此，决定采用如下 3 条措施：(1) 分阶段开挖和支护；(2) 柔性支护；(3) 实施监测系统。

#### 3.3.1 峒室 E1/W1 和 E3/W3

图 5 给出了峒室 E1/W1 和 E3/W3 的开挖顺序，具体如下：

(1) 挖除右隧道的左部分，使之达到设计高度和宽度，在已开挖到最终尺寸的顶拱和边墙部位安装永久支护。

(2) 挖除左隧道的右部分，使之达到设计高度和宽度，安装永久支护。

(3) 扩大右隧道至全断面尺寸，安装永久支护。

(4) 扩大左右隧道至全断面尺寸，安装永久支护。

爆破孔应平行隧道方向，以保证光滑周边轮廓。根据岩体分类 Q 系统的建议值，并考虑岩石条件、峒室形状尺寸、岩石覆盖厚度和地应力大小，峒室围岩支护设计参数如下：

(1) 150 mm 厚钢纤维喷射混凝土。应满足条件：混凝土强度等级 C35，采用不少于 40 kg/m<sup>3</sup> 的 Dramix ZP305 或类似的钢纤维。

(2) 2 m×2 m 分布系统锚杆。锚杆直径为 20 mm 的实心注浆锚杆，符合 Ørsta 钢筋锚杆的质量标

准，伸长率为 3%，屈服荷载为 120 kN，破坏荷载为 150 kN(或类似标准)。

(3) 锚杆长度：顶拱 7 m，边墙 4 m。

#### 3.3.2 峒室 E2 和 W2

峒室 E2 和 W2 的最大宽度与紧急停车带处于同一隧道横断面，该处岩石覆盖极厚，地应力极高(40~45 MPa)，造成峒室围岩大变形，特别是峒室与隧道之间的岩柱位置产生大变形。围岩支护设计参考了挪威拉尔朵(Lærdal)隧道的设计，拉尔朵隧道是世界最长的公路隧道，全长 24.5 km，最大埋深 1 450 m，最大岩石地应力达 39 MPa，条件与终南山隧道相似<sup>[9]</sup>。

为保证围岩稳定采用了稳妥的开挖和支护设计，具体实施步骤如下：

(1) 挖除右隧道的左部分，使之达到设计高度和宽度，见图 6 的步骤 1，这样达到整个峒室全部尺寸的一半。

(2) 爆破之后出渣之前在最终峒室断面上钻 3 m 深，2 m×2 m 分布的钻孔，孔口应保护起来以免后面安装的喷射混凝土堵塞孔口。

(3) 新开挖出的表面松动岩石用手工清除，然后喷 60 mm 厚钢纤维加固的喷射混凝土。

(4) 在预先钻好的钻孔内安装 3 m 长端部锚固的锚杆，应采用树脂锚固，不用机械锚固，锚杆顶板安在湿喷射混凝土外，螺母不要拧得太紧，以免锚杆产生预应力。

(5) 出渣并重复步骤(3)和(4)，注意锚杆和喷射混凝土都要一直做到隧道底板。

(6) 开挖峒室的右部分达到全断面尺寸，见图 6 步骤 2，爆破孔应平行隧道方向。

(7) 在隧道其余部位，即步骤(6)中开挖出的顶拱和边墙安装临时支护，并遵循步骤(2)~(4)。

(8) 当喷射混凝土养护 3~4 d 后开始安装永久支护。在已存在的 3 m 长锚杆之间安装 10 m 长端部锚固的锚杆，按 2 m×2 m 分布。锚杆为实心锚杆，采用聚亚安酯或有同样功效的其他材料锚固。

(9) 在已有的喷射混凝土层(临时支护)上安装

表 2 岩体力学参数

Table 2 Mechanical parameters of rock masses

峒室代号	岩体分类指标	变形模量 E /GPa	泊松比 ν	峰值摩擦角 φ <sub>p</sub> /(°)	残余摩擦角 φ <sub>r</sub> /(°)	峰值黏聚力 c <sub>p</sub> /MPa	残余黏聚力 c <sub>r</sub> /MPa	膨胀角 ψ/(°)	峰值抗拉强度 σ <sub>p</sub> /MPa	残余抗拉强度 σ <sub>r</sub> /MPa	竖直地应力 σ <sub>v</sub> /MPa	垂直隧道轴线的水平地应力 σ <sub>n</sub> /MPa	平行隧道轴线的水平地应力 σ <sub>a</sub> /MPa
E1/W1	II <sup>-</sup>	20	0.250	50	40	1.5	0.5	10	1.09	0.47	10	15	15
E2/W2	II <sup>+</sup>	29	0.215	57	47	1.9	0.6	10	1.13	0.47	40~45	25~30	25~30
E3/W3	II <sup>-</sup>	20	0.250	50	40	1.5	0.5	10	1.09	0.47	15	15~20	15~20

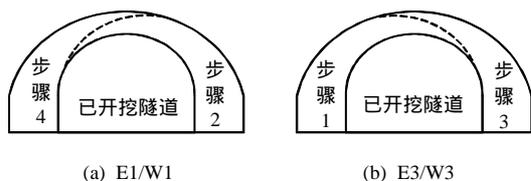


图 5 峒室 E1/W1 和 E3/W3 的开挖顺序

Fig.5 Excavation sequence for caverns E1/W1 and E3/W3

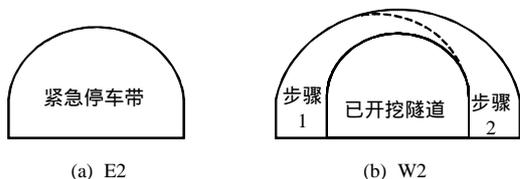


图 6 峒室 E2 和 W2 的开挖顺序

Fig.6 Excavation sequence for caverns E2 and W2

永久支护的钢纤维加固的喷射混凝土,使总厚度达到 300 mm。

(10) 跟踪观测支护结构的表现,并据此决定是否要进一步支护。

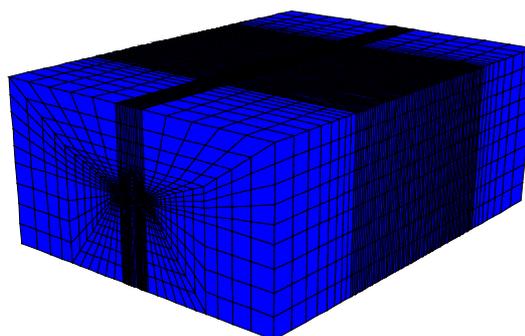
在 高 地 应 力 区 域 岩 石 支 护 的 总 的 概 念 是 提 供 柔 性 支 护, 允 许 岩 体 发 生 可 控 制 变 形, 而 支 护 结 构 不 发 生 破 坏。钢纤维加固的喷射混凝土应满足如下条件:混凝土强度等级为 C35;采用不少于 50 kg/m<sup>3</sup> 的 Dramix ZP305 或类似的钢纤维。锚杆直径为 20 mm 的实心锚杆,符合 Ørsta 钢筋锚杆的质量标准,伸长率为 3%,屈服荷载为 120 kN,破坏荷载为 150 kN,或类似标准。采用端部锚固的锚杆,以便沿锚杆全长延伸。

### 4 数值分析校核围岩支护设计

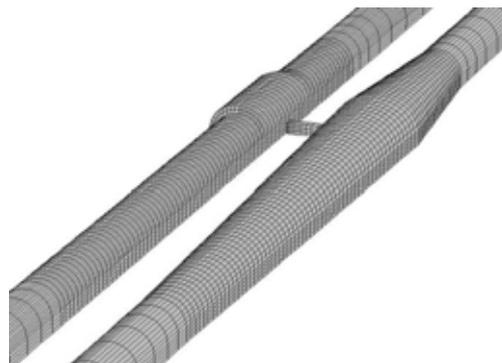
为研究峒室围岩稳定性和验证用经验法作出的支护设计,进行了二维和三维数值分析,三维数值分析采用 FLAC<sup>3D</sup> 程序完成,主要用于研究峒室的整体稳定性和沿隧道轴向的三维效应;二维数值分析采用 Phase 2 程序,用于详细研究施工顺序和各支护单元的功效。下面仅介绍为设计峒室 E2 和 W2 进行的数值分析,此数值模型包括一个峒室和一个紧急停车带,既适用于峒室 E2,也适用于峒室 W2。

#### 4.1 三维数值分析

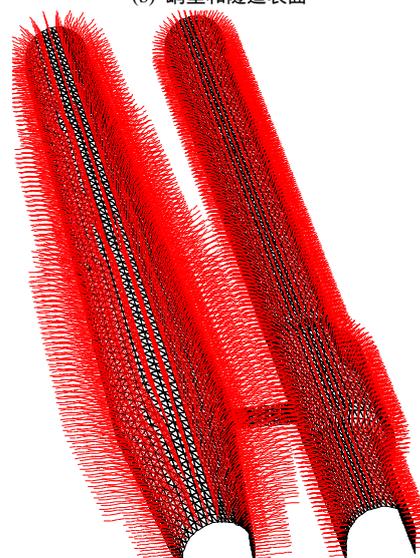
FLAC<sup>3D</sup> 的三维模型尺寸为 400 m×200 m×160 m (长×宽×高),由 27 264 个岩石单元、7 869 个锚杆单元和 10 992 个喷射混凝土单元组成,涵盖整个峒室、整个紧急停车带、一个连接峒和两端的标准隧道(见图 7)。喷射混凝土用自由度为 15 的壳单元



(a) 整体模型



(b) 峒室和隧道表面



(c) 锚杆和喷射混凝土支护

图 7 FLAC<sup>3D</sup> 三维数值模型

Fig.7 3D numerical models with FLAC<sup>3D</sup>

模拟,受程序限制它只能为弹性材料。锚杆用一维杆单元模拟,可以拉伸屈服<sup>[10]</sup>。

图 8~10 给出了几个三维数值分析的结果。图 8 展示峒室最大横断面上岩体屈服状态和位移,从此图可以清楚看出峒室和紧急停车带之间岩柱的一半岩体已经屈服,但岩柱的中间部分岩体仍处于弹性状态。图 9, 10 分别给出了竖直和水平纵断面最大主应力分布情况,从图中可以看出,在岩柱中

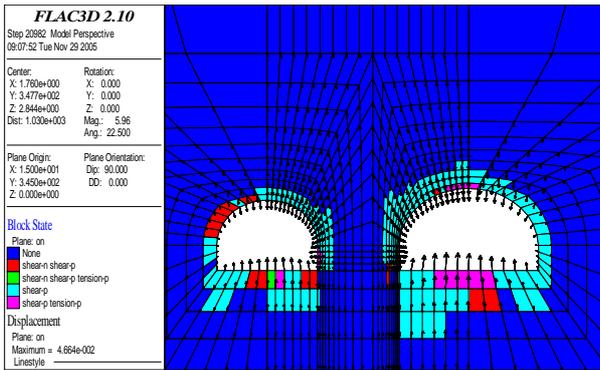


图 8 岩体屈服状态和位移(单位 : m)

Fig.8 Yielding states and displacements of the rock mass (unit : m)

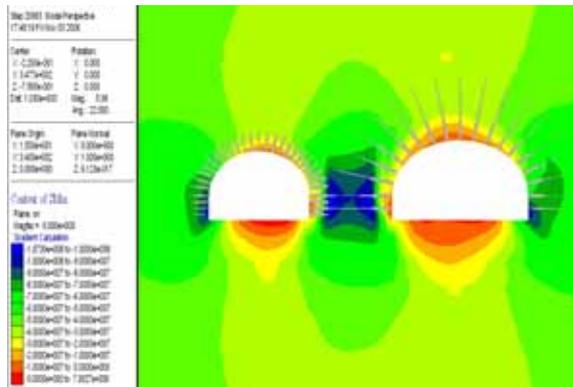


图 9 竖直断面最大主应力分布(单位 : Pa)

Fig.9 Maximum principal stresses in a vertical cross-section(unit : Pa)

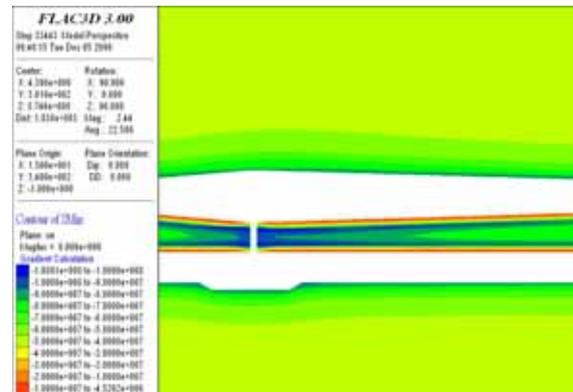


图 10 水平纵断面的最大主应力分布(单位 : Pa)

Fig.10 Maximum principal stresses in a horizontal longitudinal cross-section(unit : Pa)

间最大主应力高达 107 MPa, 但应力状态在远离最大横断面处有显著改善。高应力和岩柱的大面积屈服也导致大变形, 最大位移为 4.7 cm。在洞室周围 3 m 内锚杆明显受力, 部分锚杆达到屈服荷载。

#### 4.2 二维数值分析

Phase 2 二维模型取自洞室的最大横断面, 分阶段开挖、每阶段后安装锚杆和喷射混凝土以及某些

阶段中延迟施加喷锚都进行了模拟。端部锚固的锚杆用单一一维杆单元模拟, 只承受轴向荷载, 只发生轴向变形, 可考虑拉伸屈服, 除端点外锚杆与周围岩石不接触。注浆锚杆由一组一维杆单元组成, 也只承受轴向荷载, 只发生轴向变形, 可考虑拉伸屈服, 但锚杆与周围岩石紧密结合, 无相对位移。喷射混凝土用梁单元模拟, 可承受轴向和弯曲荷载, 可考虑拉伸和压缩屈服, 喷射混凝土与周围岩石紧密结合, 之间无界面单元<sup>[11]</sup>。二维数值计算详细分析岩体和各支护单元的功能及在各阶段的力学反应, 包括应力、应变、荷载及屈服状态。图 11 给出了 Phase 2 二维数值模型。

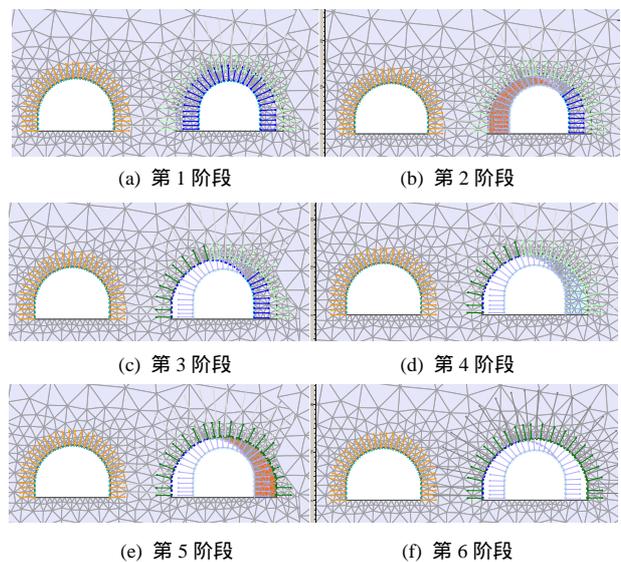


图 11 Phase 2 二维数值模型

Fig.11 2D numerical model with Phase 2

图 12 给出了岩体、锚杆和喷射混凝土的最终阶段后屈服状态, 图中的等值线表示岩体位移, 最大值为 9.5 cm。正如所预期的那样, 与三维数值分析相比, 二维数值分析得到的岩体位移更大, 岩柱

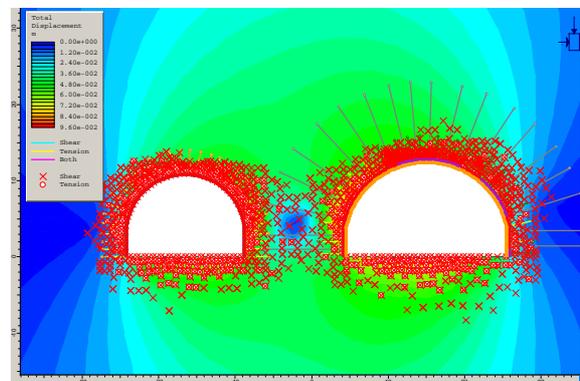


图 12 岩体、锚杆和喷射混凝土的最终阶段后屈服状态  
Fig.12 Yield state of rock mass, bolts and shotcrete after final stage

中岩体的屈服面积更大, 锚杆和喷射混凝土受力更大, 屈服范围也更大。图 13 给出了最终阶段最大主应力分布图, 从图中可以看出, 岩柱中的最大主应力为 80 MPa, 远小于三维数值分析的结果 107 MPa, 这显然是由于更大规模岩体屈服造成的。

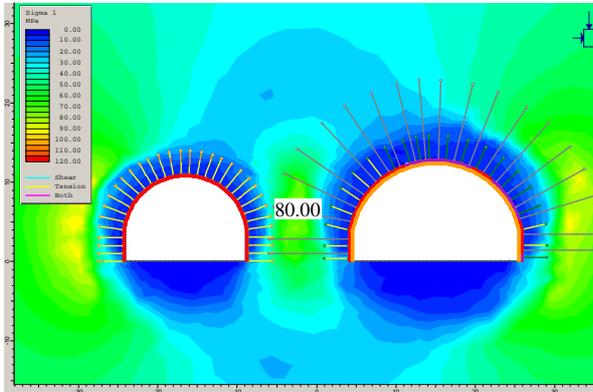


图 13 最终阶段后最大主应力分布(单位: MPa)

Fig.13 Maximum principal stresses distribution after final stage(unit: MPa)

二维数值分析验证了围岩支护设计的理念, 即临时支护可以屈服, 但永久支护必需保证能在任何条件下正常工作。如图 13 所示作为永久支护的长锚杆和第二层喷射混凝土基本在弹性状态下工作, 从而保证洞室围岩的稳定。

## 5 结 论

本文介绍了秦岭终南山隧道特殊照明洞室的地应力测量、围岩支护设计和数值分析。高地应力是洞址最主要的力学特征, 地应力量测为围岩支护设计提供了重要依据。设计中面临最大问题是洞室间的岩柱厚度与洞室尺寸相比很小和极高的地应力导致狭窄岩柱内的高度应力集中及大变形等问题, 因此采用柔性支护概念, 允许岩体在永久支护安装前发生可控制的变形。围岩支护基本采用喷锚方式, 但是整套施工要求和监测措施共同组成有效的支护系统, 缺一不可。特别是对于洞室 E2 和 W2, 施工中严格遵循节 3.3.2 所给出的 10 个具体实施步骤, 这对保证洞室稳定是十分重要的。

围岩支护依据岩体分类采用经验法设计, 并参

考了类似地质和岩石力学条件下已建成的类似隧道。二维和三维数值分析是为校核按经验法所作的设计, 但又不仅仅如此。数值分析给出了洞室的三维整体效应, 提供了施工顺序的重要依据以及各支护元件的表现。

## 参考文献(References):

- [1] BARTON N. Some new  $Q$  value correlations to assist in site characterization and tunnel design[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39(2): 185–216.
- [2] Norwegian Tunnelling Society. Norwegian tunnelling society publication No. 14[C]// Chapter 5: Rock Mass Classification. [S. l.]: [s. n.], 2004: 25–27.
- [3] DAHLE H, LARSEN T, MYRVANG A, et al. Extensive core diskings during overcoring in the world's longest double tube road tunnel[C]// Proc. of the Int. Symp. on In-situ Rock Stress. Trondheim: [s. n.], 2006: 19–21.
- [4] DAHLE H. In-situ rock stress measurements at QZM highway tunnel[R]. Trondheim: SINTEF, 2005.
- [5] LU M. Interpretation of in-situ rock stress measurements by overcoring[C]// Proc. of the Int. Symp. on In-situ Rock Stress. Trondheim: [s. n.], 2006: 393–397.
- [6] LU M, GRØV E, DAHLE H. Rock mechanics study of the QZM highway tunnel light rock cavern[R]. Trondheim: SINTEF, 2005.
- [7] LU M, DAHLE H, GRØV E, et al. Design of rock caverns in high in-situ stress rock mass[C]// Proc. the 4th Asian Rock Mechanics Symposium. Singapore: World Scientific, 2006: 166.
- [8] 中华人民共和国行业标准编写组. JTG D70–2004 公路隧道设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. JTG D70–2004 Code for design of road tunnel[S]. Beijing: China Communications Press, 2004.(in Chinese))
- [9] GRIMSTAD E. Experience from rock support of the Lærdal tunnel[R]. [S. l.]: [s. n.], 1998.
- [10] HClasca. FLAC<sup>3D</sup> user's manual(version 2.1)[CP/CD]. Minneapolis, USA: [s. n.], 2002.
- [11] Rocscience Inc.. Phase 2 user manual(version 6.0)[CP/CD]. Toronto, Canada: [s. n.], 2005.