DOI：10.16285/j.rsm.2016.0149

基于热−水−力−损伤耦合数值模型的高地温水工高压隧洞围岩承载特性

苏国韶[1, 2]，秦子华[1, 2]，彭立锋[1, 2]，邹亚峰[1, 2]，胡小川[1, 2]

（1. 广西大学 土木建筑工程学院，广西 南宁 530004；2. 广西大学 工程防灾与结构安全教育部重点实验室，广西 南宁 530004）

摘 要：针对高地温水工高压隧洞围岩的力学行为特点，在考虑岩体的渗透系数、热传导系数随岩体损伤发生变化的基础上，基于多物理场耦合理论，提出一种考虑硬岩强度力学参数劣化的含损伤演化的热−水−力−损伤耦合模型，并给出了该模型的 FLAC^{3D} 数值实现方法。通过与物理模型试验结果对比，验证了模型的可靠性，进而利用该模型推演了高地温水工高压隧洞的多物理场耦合演化过程，分析了不同影响因素下的承载特性。研究结果表明：隧洞充水运行后，高地温水工高压隧洞的多场耦合效应显著，尤其高地温梯度和高内水压力联合作用下产生的迭加拉应力对围岩的承载安全具有不利影响；温度梯度、内水压力以及岩体线膨胀系数越大，隧洞围岩的损伤程度与开裂深度越大；当隧洞横断面的侧压力系数趋向于 1 时，洞周出现的宏观裂缝较多，且出现方位不确定；当隧洞横断面侧压力系数小于 1/3 时，洞周出现的宏观裂缝相对较少，且主要出现在与初始地应力的最大主应力方向相平行的方向上。常规锚喷支护对高地温水工高压隧洞的加固效果不佳。

关 键 词：岩石力学；水工隧洞；高地温；多场耦合；数值模拟

中图分类号：TV 314 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－7598 (2018) 01－0308－13

Load-bearing characteristics of surrounding rock of hydraulic tunnels under high temperature and hydraulic pressure conditions using coupled thermo-hydro-mechanical-damage numerical model

SU Guo-shao[1, 2], QIN Zi-hua[1, 2], PENG Li-feng[1, 2], ZOU Ya-feng[1, 2], HU Xiao-chuan[1, 2]

（1. School of Civil and Architecture Engineering, Guangxi University, Nanning, Guangxi 530004, China;
2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning, Guangxi 530004, China）

Abstract: To reveal the mechanical behavior characteristics of surrounding rock of hydraulic tunnels under high temperature and hydraulic pressure conditions, this paper proposes a coupled thermo-hydro-mechanical-damage (THMD) model which considers change of hard rock strength parameters involving damage evolution based on multi-field coupling theory with permeability coefficient and heat transfer coefficient varying with rock damage. The implementation of THMD numerical simulation is conducted by the FLAC^{3D} software. The model is proved to be feasible by validation of a physical modeling test, and then the THMD model is employed to deduce the evolution process of multi-field coupling of hydraulic tunnels with high temperature and hydraulic pressure. The evolution process is used to analyze the load-bearing characteristics influenced by different factors. The multi-field coupling effects are very significant in hydraulic tunnels with high temperature and hydraulic pressure after water-filling operation. The complex tensile stress generated by combined load of high temperature gradient and hydraulic pressure contributes to adverse impacts on safe performance of surrounding rock. The damage and crack depth of surrounding rock are larger if the temperature gradient, hydraulic pressure and thermal expansion coefficient are larger. If the lateral pressure coefficient is close to 1, more cracks around the tunnel with random directions tend to form. If the lateral pressure coefficient is less than 1/3, fewer cracks appear around the tunnel and the directions of the cracks are mostly parallel to the direction of the maximum initial stress. The general bolt-shotcrete support does not have good performance in reinforcement of hydraulic tunnels.

Keywords: rock mechanics; hydraulic tunnel; high temperature; multi-field coupling; numerical simulation

收稿日期：2016-01-17
基金项目：国家自然科学基金资助项目(No. 51369007)。
This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51369007).
第一作者简介：苏国韶，男，1973 年生，博士，教授，主要从事深部地下工程防灾与安全方面的研究工作。E-mail: suguoshao@163.com

1　引　言

随着我国水电工程建设向西部纵深发展，高地温地质灾害问题日趋凸显[1−4]。例如，南水北调西线工程引水隧洞遇到 68 ℃高地温；省乡城水电站隧洞围岩温度高达 70 ℃；娘拥水电站施工过程中突遇 78 ℃高温水；黑白水水电站、乌东德水电站建设过程中均遇到高地温地质灾害问题；新疆布仑口−公格尔水电站引水隧洞高地温洞段的最高地温接近 100 ℃，而运行期隧洞内水体最低温度为 5 ℃，高地温问题严重影响了隧洞的开挖进度与将来的运营安全。高地温现象（一般指地温超过 30 ℃）的出现，一方面，将恶化作业环境，降低劳动生产率；另一方面，将极大地恶化水工压力隧洞的工作条件，引发潜在的工程安全问题，造成重大生命财产损失。高地温地区水工高压隧洞（一般指压力水头大于 100 m）的运行荷载条件远复杂于一般隧洞，在高地温、高水压荷载作用下，温度、渗流和应力 3 个物理场间的耦合效应十分显著。隧洞一旦充水运行，“内冷外热”的高温差将形成高梯度温度场（图 1），由此产生的附加温度拉应力致使隧洞应力场（图 2）发生剧烈变化。拉应力破坏效应加剧[4−5]，不仅导致衬砌收缩变形严重开裂，而且致使围岩进入高应力状态，从而导致围岩破损区急剧增大，进而在高内水渗透压力作用下，诱发围岩水力劈裂、坍塌失稳乃至整体性破坏等灾害现象，给隧洞工程运行安全带来严重威胁。围岩是水工高压隧洞承载水压力的主体，近年来已逐渐形成共识[8−12]。因此，在高地温地区水工高压隧洞设计中，必须充分考虑高梯度温度场作用以及热−水−力（thermo-hydro-mechanical，THM）耦合效应，否则可能引起灾难性后果，而如何合理预测高地温梯度下水工高压隧洞围岩的力学响应与破坏模式，则成为当前水工隧洞设计中面临的新课题。迄今为止，水工隧洞多场耦合研究多集中于水−力（hydro-mechanical，HM）耦合问题[6−12]，THM 耦合下水工高压隧洞围岩承载特性研究鲜有报道。

当前，考虑多场耦合效应的数值模拟方法是研究 THM 耦合作用下围岩承载特性的重要手段。近几十年来，学者们对核废料处理、地热开发、深部采矿、深埋隧洞等工程的 THM 耦合问题进行了深入研究，建立了适用于不同岩体和荷载条件下的众多 THM 耦合计算模型[13−21]。其中，考虑弹性模量、渗透系数和热传导系数等物理力学参数损伤演化过程的热−水−力−损伤（thermo-hydro-mechanical-damage，THMD）耦合模型可以很好地反映岩体在多场耦合过程中的损伤破坏特征[19−21]。实际上，水工高压隧洞一般营建在硬岩中，而硬岩在脆性破坏后其强度将发生显著的劣化现象[22−23]。因此，为了更好地反映硬岩的脆性劣化特征，现有的 THM 耦合数值计算模型还必要进一步完善，以充分反映硬岩峰后强度力学参数急剧劣化所带来的影响。

本文针对高地温梯度下水工高压隧洞的力学行为特点，在考虑渗透系数和热传导系数随岩体损伤演化的基础上，基于多物理场耦合理论建立一种考虑硬岩强度力学参数劣化的含损伤演化的 THMD 耦合模型，进而利用该计算模型推演各种复杂条件下水工高压隧洞的力学行为演化过程，为揭示高地温梯度水工高压隧洞的承载特性提供科学依据。

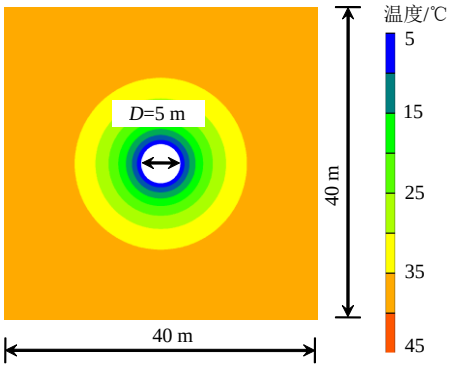


图 1　40 ℃温差下围岩温度场

Fig.1　Thermal field of surrounding rock in 40 ℃ temperature difference

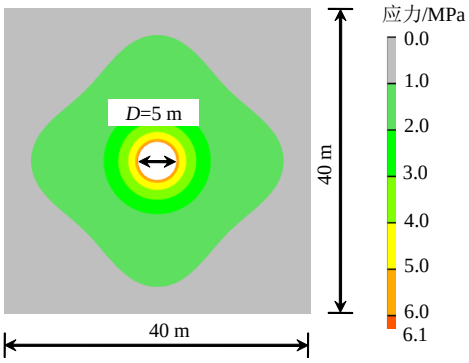


图 2　40 ℃温差下围岩拉应力场

Fig.2　Stress field of surrounding rock in 40 ℃ temperature difference

2　THMD 耦合模型

2.1　耦合作用模式

在热、水、力的共同作用下，严格来说，温度场、渗流场、应力场、损伤场各物理场之间存在相

互影响的全耦合作用，但对于高地温水工高压隧洞，考虑到各物理场之间的耦合作用存在着强弱差别，例如，现有的高地温隧洞工程地温多在 100 ℃以下，而 100 ℃对多数硬岩物理力学性能的影响不大[24]，可考虑忽略这方面的耦合作用。本文根据图 3 所示的耦合作用模式进行建模，其中忽略弱耦合模式以虚线表示。图 3 的耦合作用模式主要考虑了 7 个方面的物理场耦合过程：过程 1 表示温差产生温度应力对应力场的影响；过程 2 表示渗透压力对应力场的影响；过程 3 表示流体与围岩之间的热传导；过程 4 表示应力引起的围岩损伤；过程 5 表示损伤造成围岩力学参数的劣化；过程 6 表示损伤引起渗透系数的改变；过程 7 表示损伤对围岩热传导系数的影响。

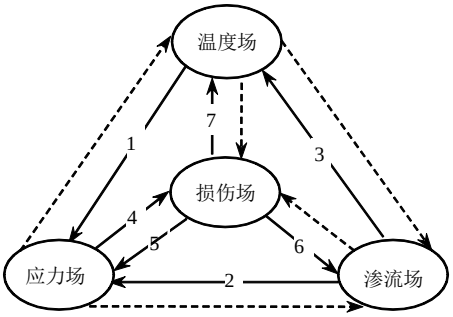


图 3 THMD 耦合机制示意图

Fig.3 Sketch of THMD coupling mechanism

2.2 岩体离散性的假定

为反映岩体非均匀性对围岩力学行为的影响，本文假定岩体的弹性模量、黏聚力、摩擦角、抗拉强度等物理力学参数均满足 Weibull 分布：

$$f(x)=\begin{cases}0\ ,\ x<0\\ \dfrac{m}{\eta}\left(\dfrac{x}{\eta}\right)^{m-1}\mathrm{e}^{-\left(\frac{x}{\eta}\right)^{m}}\ ,\ x\geqslant 0\end{cases} \tag{1}$$

式中：x 为材料参数；m 为分布函数的形状参数，表征参数的均匀度，m 越大参数越均匀，m 越小参数越分散；η 为分布函数的位置参数，表征材料参数的均值。

2.3 THMD 耦合控制方程

根据图 3 所示的耦合作用模式，在传统 THM 耦合控制方程的基础上[25]，建立考虑损伤影响的 THMD 耦合控制方程。

2.3.1 本构方程

考虑损伤影响的本构方程为

$$\begin{aligned}\sigma_{ij}+p\delta_{ij}=&2G(D)(\varepsilon_{ij}-\varepsilon_{ij}^{\mathrm{p}}-\varepsilon_{ij}^{\mathrm{T}})+\\ &\lambda(D)(\varepsilon_{kk}-\varepsilon_{kk}^{\mathrm{p}}-\varepsilon_{kk}^{\mathrm{T}})\delta_{ij}\end{aligned} \tag{2}$$

其中：

$$\varepsilon_{ij}=\varepsilon_{ij}^{\mathrm{e}}+\varepsilon_{ij}^{\mathrm{p}}+\varepsilon_{ij}^{\mathrm{T}} \tag{3}$$

$$\varepsilon_{ij}^{\mathrm{p}}=\lambda_{\mathrm{s}}\frac{\partial f}{\partial\sigma_{ij}} \tag{4}$$

$$\varepsilon_{ij}^{\mathrm{T}}=\beta(T-T_0)\delta_{ij} \tag{5}$$

式中：σ_{ij} 为总应力；p 为孔隙水压力；δ_{ij} 为 Kronecker 系数；$G(D)$ 为岩体剪切模量，为损伤变量 D 的函数；ε_{ij} 为总应变；$\varepsilon_{ij}^{\mathrm{e}}$ 为弹性应变；$\varepsilon_{ij}^{\mathrm{p}}$ 为塑性应变；$\varepsilon_{ij}^{\mathrm{T}}$ 为温度应变；$\lambda(D)$ 为拉梅系数，为 D 的函数；ε_{kk} 为总体积应变；$\varepsilon_{kk}^{\mathrm{p}}$ 为塑性体积应变；$\varepsilon_{kk}^{\mathrm{T}}$ 为温度引起的体积应变；λ_{s} 为塑性乘子；f 为塑性势函数；β 为热线膨胀系数；T 为当前温度；T_0 为初始温度。

2.3.2 平衡方程

平衡方程为

$$\sigma_{ij,j}+\rho f_i=0 \tag{6}$$

式中：ρ 为岩体密度；f_i 为岩体介质的体积力分量。

根据式（2），式（6）可改写为

$$\begin{aligned}&\{2G(D)(\varepsilon_{ij}-\varepsilon_{ij}^{\mathrm{p}}-\varepsilon_{ij}^{\mathrm{T}})+\\ &\lambda(D)(\varepsilon_{kk}-\varepsilon_{kk}^{\mathrm{p}}-\varepsilon_{kk}^{\mathrm{T}})\delta_{ij}-p\delta_{ij}\}_{,j}+\rho f_i=0\end{aligned} \tag{7}$$

2.3.3 温度场控制方程

考虑损伤影响的温度控制方程为

$$c^{\mathrm{T}}\frac{\partial T}{\partial t}+\nabla\bullet q(D)^{\mathrm{T}}+\rho_0 c_{\mathrm{w}}q_{\mathrm{w}}\bullet\nabla T-q_{\mathrm{v}}^{\mathrm{T}}=0 \tag{8}$$

式中：c^{T} 为等效比热容，$c^{\mathrm{T}}=\rho c_{\mathrm{v}}+ns\rho_0 c_{\mathrm{w}}$，$c_{\mathrm{v}}$ 为岩体比热容，n 为岩体孔隙率，s 为岩体饱和度，ρ_0 为流体密度，c_{w} 为流体比热容；$q(D)^{\mathrm{T}}$ 为热通量，为损伤变量 D 的函数，$q(D)^{\mathrm{T}}=\phi(D)T_{,i}$，$\phi$ 为岩体热传导系数；T 为温度；q_{w} 为流体单位流量；$q_{\mathrm{v}}^{\mathrm{T}}$ 为体积热源强度。

2.3.4 渗流场控制方程

考虑到损伤影响的渗流控制方程为

$$\frac{1}{M}\frac{\partial p}{\partial t}+\frac{n}{s}\frac{\partial s}{\partial t}=\frac{1}{s}(-q(D)_{i,i}+q_{\mathrm{v}})-\alpha\frac{\partial\varepsilon_{kk}}{\partial t}+\beta_{\mathrm{s}}\frac{\partial T}{\partial t} \tag{9}$$

式中：M 为 Biot 模量；t 为时间；$q(D)_i$ 为渗流量，为损伤变量 D 的函数，$q(D)_i=k(D)(p-\rho_0 gx)_{,i}$，$k(D)$ 为岩体渗透系数；q_{v} 为流体源（汇）项；β_{s} 为不排水热体积膨胀系数。

2.4 硬岩力学参数的劣化演化方程

硬岩力学参数的劣化是指硬岩进入脆性破坏状态后其弹性模量 E、黏聚力 c、内摩擦角 φ、抗拉

强度 σ_t 均有不同程度下降的现象[22]。劣化现象对硬岩的本构关系与强度具有不可忽视的影响，为充分反映这种影响，建立如下劣化演化方程：

$$E=\begin{cases}E_0-\dfrac{\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}}{\bar{\varepsilon}_E^{\mathrm{p}}}(E_0-E_{\mathrm{d}}),\ 0\leqslant\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\leqslant\bar{\varepsilon}_E^{\mathrm{p}}\\ E_{\mathrm{d}},\ \bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\geqslant\bar{\varepsilon}_E^{\mathrm{p}}\end{cases}\tag{10}$$

$$c=\begin{cases}c_0-\dfrac{\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}}{\bar{\varepsilon}_c^{\mathrm{p}}}(c_0-c_{\mathrm{d}}),\ 0\leqslant\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\leqslant\bar{\varepsilon}_c^{\mathrm{p}}\\ c_{\mathrm{d}},\ \bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\geqslant\bar{\varepsilon}_c^{\mathrm{p}}\end{cases}\tag{11}$$

$$\varphi=\begin{cases}\varphi_0-\dfrac{\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}}{\bar{\varepsilon}_\varphi^{\mathrm{p}}}(\varphi_0-\varphi_{\mathrm{d}}),\ 0\leqslant\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\leqslant\bar{\varepsilon}_\varphi^{\mathrm{p}}\\ \varphi_{\mathrm{d}},\ \bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\geqslant\bar{\varepsilon}_\varphi^{\mathrm{p}}\end{cases}\tag{12}$$

$$\sigma_t=\begin{cases}\sigma_{t0}-\dfrac{\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}}{\bar{\varepsilon}_{R_{\mathrm{t}}}^{\mathrm{p}}}(\sigma_{t0}-\sigma_{\mathrm{td}}),\ 0\leqslant\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\leqslant\bar{\varepsilon}_{\sigma_t}^{\mathrm{p}}\\ \sigma_{\mathrm{td}},\ \bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\geqslant\bar{\varepsilon}_{\sigma_t}^{\mathrm{p}}\end{cases}\tag{13}$$

式中：等效塑性应变 $\bar{\varepsilon}_i^{\mathrm{p}}$（$\bar{\varepsilon}_1^{\mathrm{p}}=\bar{\varepsilon}_E^{\mathrm{p}}$，$\bar{\varepsilon}_2^{\mathrm{p}}=\bar{\varepsilon}_c^{\mathrm{p}}$，$\bar{\varepsilon}_3^{\mathrm{p}}=\bar{\varepsilon}_\varphi^{\mathrm{p}}$，$\bar{\varepsilon}_4^{\mathrm{p}}=\bar{\varepsilon}_{\sigma_t}^{\mathrm{p}}$）分别为弹性模量、黏聚力、内摩擦角与抗拉强度达到残余值时所对应的等效塑性应变。

其劣化过程见图 4。图 4 及式（10）～（13）中：y_{i0}（$y_{10}=E_0$，$y_{20}=c_0$，$y_{30}=\varphi_0$，$y_{40}=\sigma_{t0}$）分别为硬岩弹性模量、黏聚力、内摩擦角与抗拉强度的初始值；y_{id}（$y_{1\mathrm{d}}=E_{\mathrm{d}}$，$y_{2\mathrm{d}}=c_{\mathrm{d}}$，$y_{3\mathrm{d}}=\varphi_{\mathrm{d}}$，$y_{4\mathrm{d}}=\sigma_{t\mathrm{d}}$）分别为硬岩发生脆性破坏即发生一定塑性变形后弹性模量、黏聚力、内摩擦角与抗拉强度的残余值；劣化演化方程反映了硬岩进入塑性状态后各力学参数随塑性变形线性降低至残余值的过程（图 4），实现了对硬岩劣化现象的一种概化。将 c、φ、σ_t 的劣化演化方程式（11）～（13）代入考虑拉破坏的 Mohr-Coulomb 强度准则方程，由此建立一种反映材料劣化对应力场影响的硬岩动态强度准则。

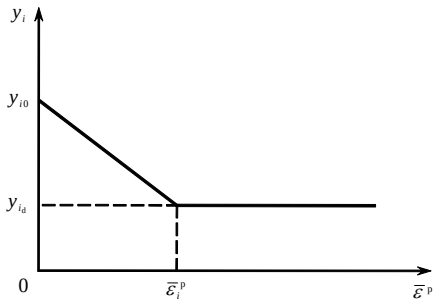


图 4　围岩力学参数劣化过程示意

Fig.4　Deterioration process of mechanical parameters of surrounding rock

2.5　损伤演化方程与损伤效应

2.5.1 损伤演化方程

在热、水、力耦合作用下，围岩发生脆性破坏后开始损伤，为定量描述围岩脆性破坏程度，通过弹性模量 E 的劣化来定义损伤变量 D。考虑到硬岩进入屈服状态且发生一定塑性变形后其弹性模量将发生显著损伤的劣化现象，建立的损伤演化方程为

$$D=\begin{cases}\dfrac{E_0-E}{E_0-E_{\mathrm{d}}},\ 0\leqslant\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\leqslant\bar{\varepsilon}_E^{\mathrm{p}}\\ 1,\ \bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}\geqslant\bar{\varepsilon}_E^{\mathrm{p}}\end{cases}\tag{14}$$

2.5.2 损伤效应

围岩损伤势必会改变围岩的渗透系数，进而对渗流场产生影响，损伤对渗透系数 k 的影响函数关系式如下[20]：

$$k(D)=k_0\exp(\alpha_k D)\tag{15}$$

式中：k_0 为围岩初始渗透系数；α_k 为损伤对渗透系数的影响系数，本文取值为 7。

对于高地温水工高压隧洞，考虑到围岩损伤或开裂后温度较低的高压水可能渗入其中，势必加速损伤或开裂后围岩温度的降低，故可认为损伤将导致围岩热传导系数升高。围岩热传导系数随损伤演化的方程如下：

$$\phi=\phi_0\exp(\alpha_\lambda D)\tag{16}$$

式中：ϕ_0 为岩体初始热传导系数；α_λ 为损伤对热传导系数的影响系数，本文取值为 4。

将式（14）～（16）代入 THMD 耦合控制方程，由此建立考虑损伤效应的 THMD 耦合模型。

3　THMD 耦合模型的数值实现

3.1　实现步骤

THMD 耦合模型可通过岩土工程中较为流行的数值计算软件 FLAC^{3D} 来实现。通过内嵌 FISH 语言编制程序进行二次开发，实现损伤、渗透系数、热传导系数的动态演化。为模拟岩体材料参数的非均匀性，生成 Weibull 随机数，并分别赋予各单元。

本文采用贯序耦合策略将 FLAC^{3D} 中的应力场、渗流场和温度场等计算模式有机结合起来，由此方便快捷地实现 THMD 耦合模型的数值求解，主要实现步骤如下：

（1）建立三维计算网格模型，利用 model load 命令调用自定义本构模型，并设置模型材料参数、应力边界条件与速度边界条件。之后，加载初始地应力至平衡状态，应用 model null 语句模拟开挖。

（2）利用 set fluid on thermal off mech off 命令打开渗流场计算模式、关闭温度场和应力场计算模式，设置渗流边界条件，单独对渗流场进行一定时步计算，求解单元节点孔隙水压力。

（3）利用 set fluid off thermal on mech off 命令打开温度场计算模式、关闭渗流场和应力场计算模式，设置温度边界条件，单独对温度场进行一定时步计算，求解单元节点温度及单元温度应变。

（4）利用 set fluid off thermal off mech on 命令打开应力场计算模式、关闭渗流场和温度场计算模式。在该计算模式下，程序自动将步骤（2）与步骤（3)所求得的渗透压力及温度应力综合到应力场平衡方程中求解单元节点应力。应力场计算过程中，各单元的力学参数值自动随等效塑性应变发生变化。

（5）损伤值计算，根据式（14）计算各单元的损伤变量值，进而利用式（15)、(16）改变损伤单元的渗透系数及热传导系数。

（6）当各物理场未达到平衡状态时，返回步骤（2)；否则，计算结束。

3.2 模型验证

为了验证 THMD 耦合模型的合理性，进行了高温度梯度下水工隧洞的水工结构模型试验（图 5)。结构模型的几何相似比为 1:15，横截面尺寸为 1.4 m×1.4 m，模拟一洞径为 3 m 的水工隧洞。围岩初始温度为 55 ℃（模型内部预埋加热线圈实现加热)，试验时的水流温度为 30 ℃。内水压力逐级增大到 0.3 MPa 并保持 30 min 不变，模型在圆洞顶部和底部出现大致呈对称分布的宏观裂缝，其中，顶部宏观裂缝深 10.5 cm，底部宏观裂缝深 9.6 cm，见图 6(a)。

采用本文建立的 THMD 耦合模型对物理模型试验进行数值模拟，计算参数见表 1。从图 6 可见，从横断面的开裂情况来看，数值模拟结果与模型试验结果基本一致，由此验证了本文模型的合理性。不考虑岩体力学参数劣化影响的 THMD 耦合模型的计算结果见图 7，计算结果与物理模型试验实测结果相差较大。

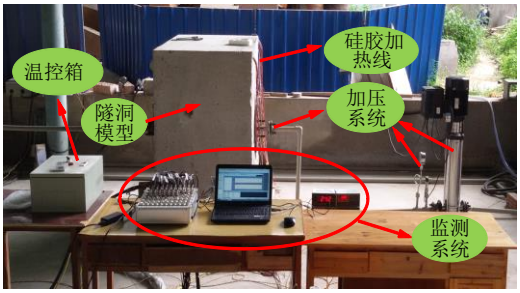
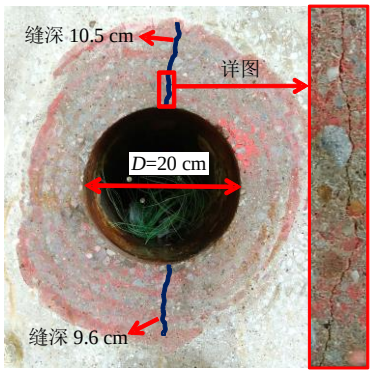
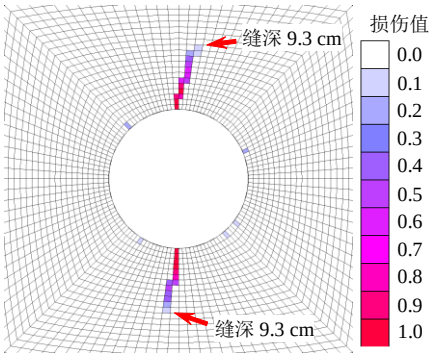


图 5 物理模型试验系统

Fig.5 Physical model experimental system



(a) 模型试验



(b) 数值模拟

图 6 模型试验与数值模拟结果对比

Fig.6 Comparison of results between numerical simulation and physical test

表 1 模型试验数值模拟的计算参数

Table 1 Physical and mechanical parameters for numerical simulation

弹性模量 /GPa	残余弹性模量 /GPa	弹性模量临界塑性应变	抗拉强度 /MPa	残余抗拉强度 /MPa	抗拉强度临界塑性应变	黏聚力 /MPa	残余黏聚力 /MPa	黏聚力临界塑性应变	密度 /(kg/m^3)
3.5	0.7	3×10^{-3}	0.8	0.16	1.5×10^{-4}	3	0.6	3×10^{-3}	2 600
摩擦角 /(°)	残余摩擦角 /(°)	摩擦角临界塑性应变	泊松比	孔隙率	渗透系数 /(cm/s)	导热系数 /(w/(m·℃))	热线膨胀系数 /℃	比热 /(J/(kg·℃))	均匀度 m
55	35	3×10^{-3}	0.23	0.15	1×10^{-10}	2.7	4×10^{-6}	800	5

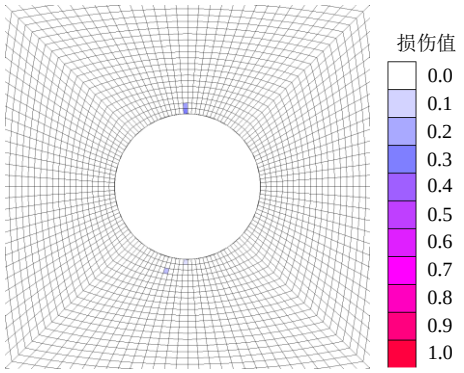


图 7　不考虑劣化的 THMD 耦合模型计算结果
Fig.7　Result of THMD coupling model without deterioration of mechanical parameters

4　物理场演化过程

利用所建立的 THMD 耦合模型对首次充水运行工况下高地温水工高压隧洞进行数值模拟，以揭示该工况下隧洞围岩的多物理场演化过程。

假设一水工隧洞直径为 5 m，围岩材料参数见表 2，相应的 FLAC^{3D} 网格模型见图 8，模型四周外边界为固定端约束，地应力场的初始值为 2 MPa，考虑到施工期围岩降温幅度较小，隧洞充水运行时围岩降温才最为主要，将围岩温度场设为初始温度场，初始地温为 55 ℃，内水温度是 5 ℃，最大内水压力为 3 MPa。

表 2　围岩材料参数
Table 2　Physical and mechanical parameters of surrounding rock

弹性模量/GPa	残余弹性模量/GPa	弹性模量临界塑性应变	抗拉强度/MPa	残余抗拉强度/MPa	抗拉强度临界塑性应变	黏聚力/MPa	残余黏聚力/MPa	黏聚力临界塑性应变	密度/(kg/m^3)
35	10.5	2×10^{-3}	2	0.6	1×10^{-4}	15	4.5	3×10^{-3}	2 600
摩擦角/(°)	残余摩擦角/(°)	摩擦角临界塑性应变	泊松比	孔隙率	渗透系数/(cm/s)	导热系数/(w/(m·℃))	热线膨胀系数/℃	比热/(J/(kg·℃))	均匀度 m
60	40	3×10^{-3}	0.2	0.15	1×10^{-10}	2.7	6×10^{-6}	800	5

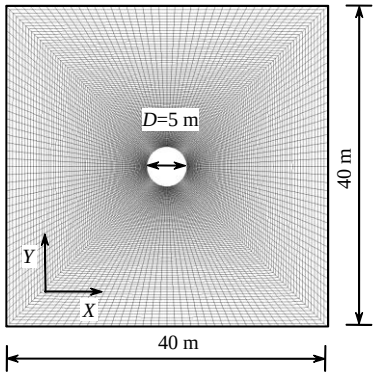
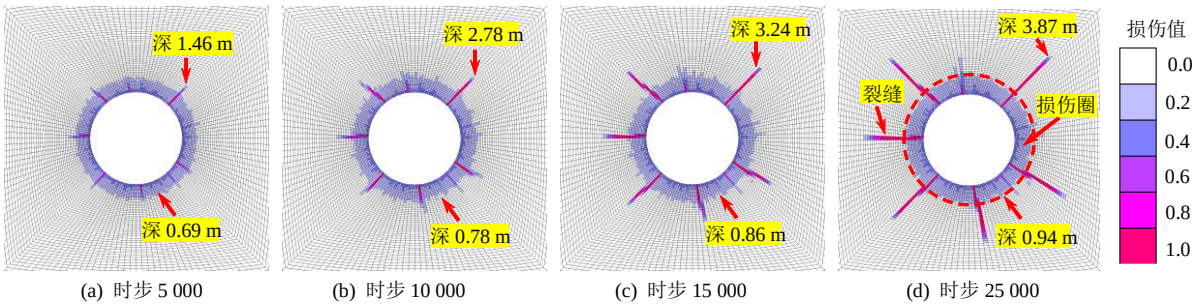


图 8　隧洞的 FLAC^{3D} 计算网格
Fig.8　Grids of FLAC^{3D} model for tunnel

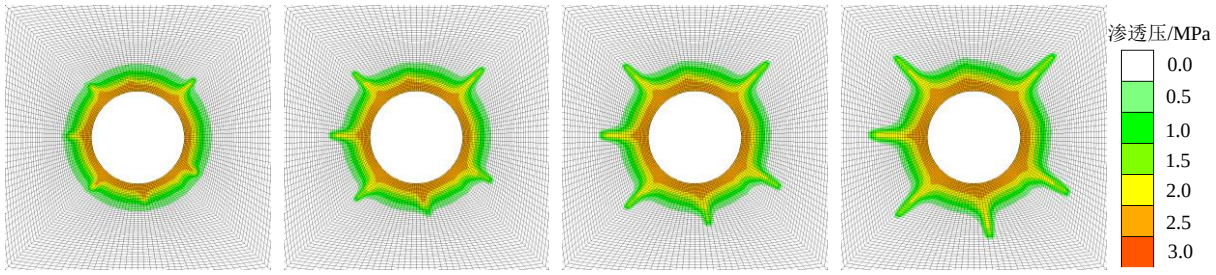
隧洞围岩的损伤场、渗流场、温度场的演化过程见图 9～11，损伤体积的变化过程见图 12，各计算时步对应的具体情况说明如下：

（1）5 000 时步后，损伤圈深为 0.69 m，裂缝最深为 1.46 m，围岩损伤体积为 3.42 m^3。其中，损伤圈的损伤值多小于 0.6，而裂缝处的损伤较大，损伤值多大于 0.6；裂缝处由于损伤较大，围岩的渗透系数突增约 1 000 倍，损伤圈围岩损伤较小，渗透系数增长约 20 倍，因而裂缝处的渗透压大于其余位置，裂缝处的渗透压在 0.97 MPa（裂缝尖端）至 3.00 MPa（洞壁处）之间，与裂缝尖端处于同一深度的其余点，由于围岩损伤较小，渗透系数较小，渗透压仅为 0.37 MPa；由于低温高压水的压入，裂缝处温度迅速降低，裂缝尖端的温度降为 32 ℃，而与裂缝尖端处于同一深度的其余点，低温只能通过热传递的形式传入，温度降低较慢，降至 40 ℃左右，裂缝处低温与附近围岩高温形成新的温度梯度，产生新的温度应力，在新温度应力与内水压共同作用下，裂缝继续向围岩内部推进。



(a) 时步 5 000　(b) 时步 10 000　(c) 时步 15 000　(d) 时步 25 000

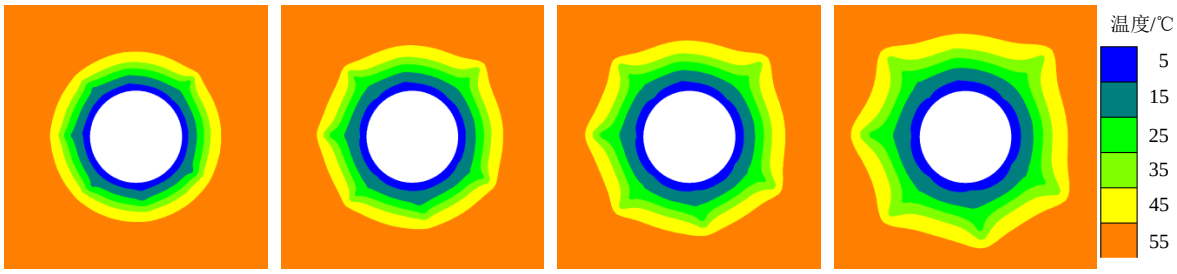
图 9　首次充水工况下围岩损伤演化过程
Fig.9　Evolution process of damage field of surrounding rock under the first water-filling working condition



(a) 时步 5 000 (b) 时步 10 000 (c) 时步 15 000 (d) 时步 25 000

图 10 首次充水工况下围岩渗流场演化过程

Fig.10 Evolution process of seepage field of surrounding rock under the first water-filling working condition



(a) 时步 5 000 (b) 时步 10 000 (c) 时步 15 000 (d) 时步 25 000

图 11 首次充水工况下围岩温度场演化过程

Fig.11 Evolution process of temperature field of surrounding rock under the first water-filling working condition

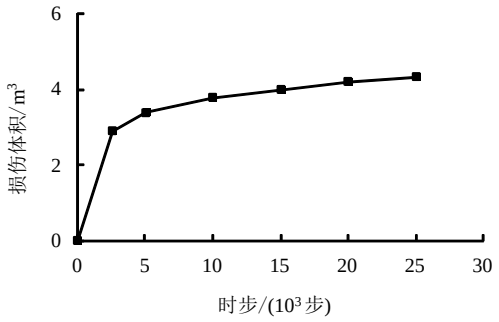


图 12 围岩损伤体积变化过程

Fig.12 Change of damage volume of surrounding rock

（2）10 000 时步后，随着低温继续向围岩内部传递，围岩内部的温度应力增加，围岩损伤范围增加，损伤体积增至 3.77 m^3，损伤圈深度增至 0.78 m，裂缝深度增至 2.78 m；渗流场继续向围岩深部扩展，渗透压的不均匀性更加明显，随着裂缝深度的增加，高渗透压的深度增至 2.78 m，裂缝尖端渗透压为 0.80 MPa，与裂缝尖端处于同一深度的其余点，渗透压仅为 0.17 MPa；随着低温高压水继续压入围岩深部，低温缝的深度继续增加，裂缝尖端的温度降为 35 ℃，而与其处于同一深度的其余点温度为 45 ℃。

（3）15 000 时步后，随着耦合作用继续进行，损伤体积增至 4.00 m^3，损伤圈深度增至 0.86 m，裂缝深度增至 3.24 m，5 000 时步至 10 000 时步，损伤体积增加了 0.35 m^3，而 10 000～15 000 时步，损伤体积仅增加了 0.23 m^3，可见损伤场的变化趋势变缓；随着裂缝深度的增加，高渗透压的深度增至 3.24 m，裂缝尖端渗透压为 0.67 MPa，较 10 000 时步后的裂缝尖端渗透压有所降低，与裂缝尖端处于同一深度的其余点，渗透压为 0.05 MPa；裂缝尖端的温度降为 37 ℃，与其处于同一深度的其余点温度为 46 ℃，温度场的变化趋势变缓。各物理场耦合作用效果减弱。

（4）25 000 时步后，在温度应力及内水压力作用下，损伤圈深度增至 0.94 m，裂缝深度增至 3.87 m，围岩损伤体积增至 4.31 m^3；裂缝尖端渗透压为 0.59 MPa，与裂缝尖端处于同一深度的其余点，渗透压为 0.03 MPa；低温随着裂缝加深继续向围岩深部传递，裂缝尖端的温度降低至 38 ℃，与其处于同一深度的其余点温度为 47 ℃。各物理场趋于平衡。

总的来说，对于首次充水运行工况下的高地温水工高压隧洞，其中的物理场演化过程可归纳为：隧洞充满低温高压水后，围岩临空面温度骤降，围岩内部形成高梯度温度场，产生高温度拉应力；与此同时，高内水压力也对围岩产生高拉应力；在双重拉应力作用下，围岩不断损伤破坏，最终受拉开裂，沿着洞径方向产生若干条宏观裂缝；低温高压水进入裂缝，并渗入裂缝周边的围岩，裂缝内的低

温高压水及其渗流与高温围岩进行热量交换，促使低温边界条件向围岩深部推进，导致开裂围岩周边的温度场重分布，进而产生新的温度拉应力，并与裂缝内的高压渗流联合作用，致使围岩的损伤区进一步向围岩深部发展，并最终导致若干条宏观裂缝不断向围岩深部扩展。

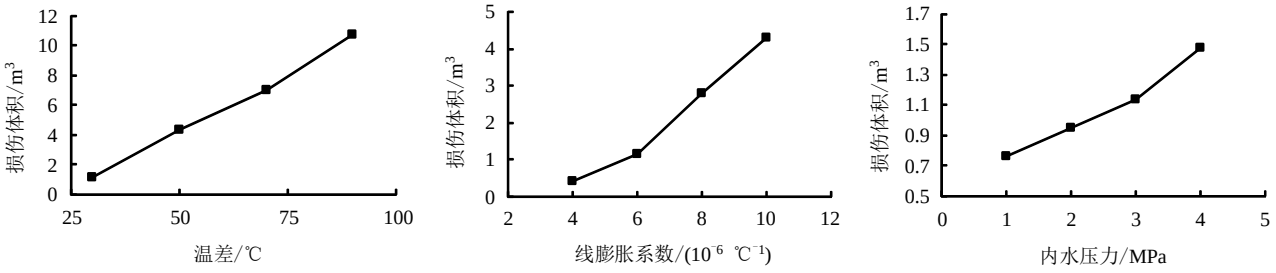
5　承载特性分析

根据已建立的 THMD 模型，推演不同条件下的高地温水工高压隧洞围岩承载特性。数值计算模型、计算参数和边界条件见第 4 节。

5.1　不同温差下的围岩承载特性

对比分析 4 种温差条件不同而其他条件均相同的情形。其中，内水温度取 5 ℃，围岩初始温度分别为 35、55、75、95 ℃，即温差分别为 30、50、70、90 ℃。

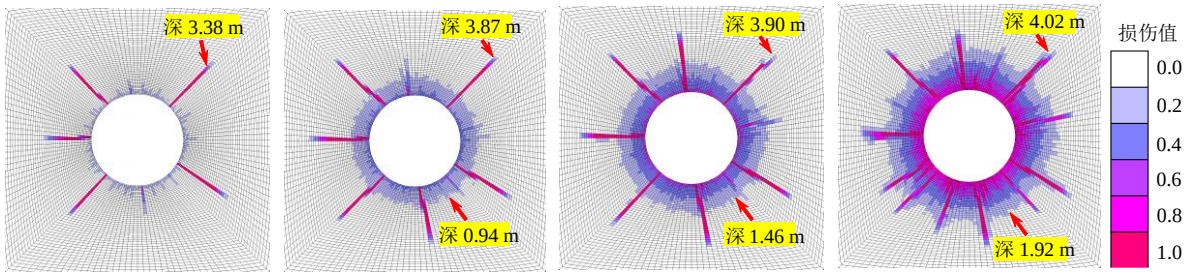
计算结果见图 13(a)、图 14。从中可见，随着温差的增加，温度梯度效应越明显，隧洞围岩损伤圈的深度、开裂深度、裂缝数量和损伤体积随温差的增大而增加，隧洞的承载能力呈减弱趋势。



(a) 损伤体积随温差变化曲线　(b) 损伤体积随线膨胀系数变化曲线　(c) 损伤体积随内水压力变化曲线

图 13　损伤体积随温差、线膨胀系数、内水压力变化曲线

Fig.13　Curves of damage volume as a function of temperature difference, thermal expansion coefficient and hydraulic pressure



(a) 30 ℃温差　(b) 50 ℃温差　(c) 70 ℃温差　(d) 90℃温差

图 14　不同温差围岩损伤场随温差变化

Fig.14　The distributions of damage field of surrounding rock with different temperature differences

5.2　不同线膨胀系数下的围岩承载特性

对比分析 4 种不同线膨胀系数取值条件，各模型的线膨胀系数分别取 4×10^{-6}、6×10^{-6}、8×10^{-6}、10×10^{-6} ℃$^{-1}$。

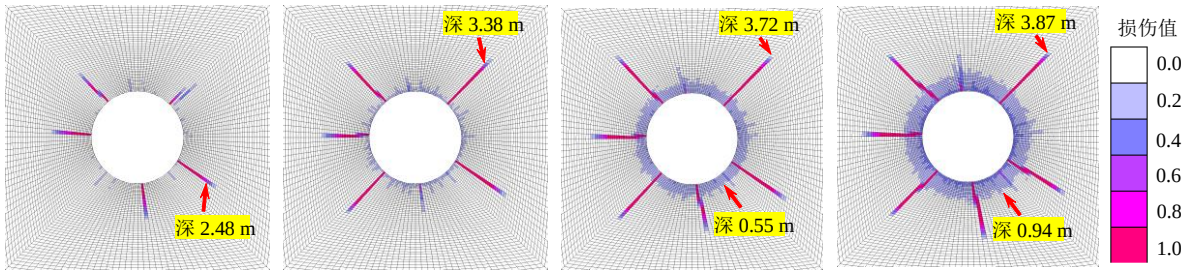
计算结果见图 13(b)、图 15。线膨胀系数为 4×10^{-6} ℃$^{-1}$ 时，洞壁周边未形成明显的损伤圈，宏观裂缝数量为 4 条，最大缝深为 2.48 m，围岩损伤体积为 0.43 m^3；随着围岩线膨胀系数增大，温度梯度效应越明显，围岩损伤越严重，洞周宏观裂缝的数量越多、深度越大；当线膨胀系数为 1.0×10^{-5} ℃$^{-1}$ 时，洞壁周边损伤圈的深度增至 0.94 m，裂缝数量为 6 条，最大缝深为 3.87 m，围岩损伤体积增至 4.31 m^3。

由图 13(b)还可知，固定其他变量，仅将线膨胀系数由 4×10^{-6} ℃$^{-1}$ 增至 6×10^{-6} ℃$^{-1}$，围岩损伤体积由 0.43 m^3 增至 1.14 m^3，线膨胀系数增加 1/2，损伤体积增加 165%；由图 13(a)可知，固定其余变量不变，仅将温差由 30℃增至 50℃，围岩损伤体积由 1.14 m^3 增至 4.31 m^3，温差增加 2/3，损伤体积增加 278%。对比数据可知，线膨胀系数增加对围岩损伤体积的影响程度与温差相同，这源于温度应力与线膨胀系数、温差均成正比关系。

5.3　不同内水压力下的围岩承载特性

对比分析 4 种不同内水压力条件，内水压力分别为 1、2、3、4 MPa。

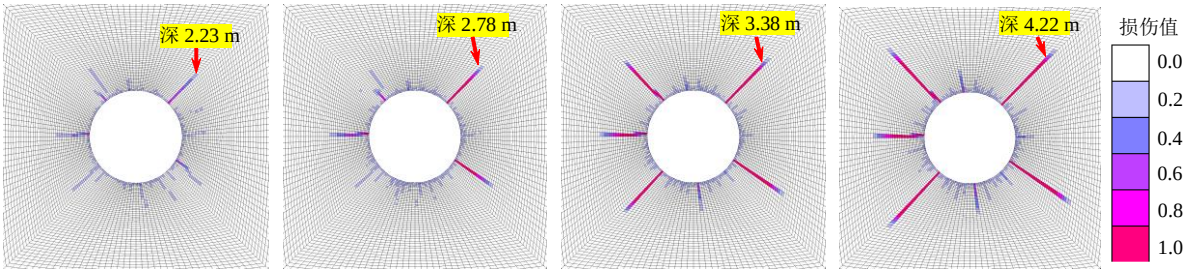
计算结果见图 16、图 13(c)。内水压为 1 MPa 时，围岩裂缝数量为 1 条，裂缝最深为 2.23 m，损伤体积为 0.77 m^3；随着内水压力增大，围岩受到的环向拉应力越大，围岩的开裂深度越大、破损越严重；内水压增至 4 MPa 时，围岩裂缝数量增至 5 条，裂缝最深为 4.02 m，损伤体积增至 1.48 m^3。



(a) 4×10^{-6} ℃$^{-1}$ (b) 6×10^{-6} ℃$^{-1}$ (c) 8×10^{-6} ℃$^{-1}$ (d) 1×10^{-5} ℃$^{-1}$

图 15 不同线膨胀系数下围岩损伤场分布

Fig.15 The distributions of damage field of surrounding rock with thermal expansion coefficients



(a) 1 MPa (b) 2 MPa (c) 3 MPa (d) 4 MPa

图 16 不同内水压力下围岩损伤场分布

Fig.16 The distributions of damage field of surrounding rock with different hydraulic pressures

5.4 不同初始地应力场下的围岩承载特性

为了考虑不同大小和侧压力系数下的初始地应力场对高地温水工高压隧洞围岩承载性能的影响，分两种情形进行计算分析。情形Ⅰ：水平地应力和竖向地应力相同，侧压力系数 k=1；情形Ⅱ：水平地应力和竖向地应力不相同，侧压力系数 k=1/4。地应力场的组合计算方案见表 3。

表 3 不同侧压力系数下的初始地应力

Table 3 Initial stress with different lateral pressure coefficients

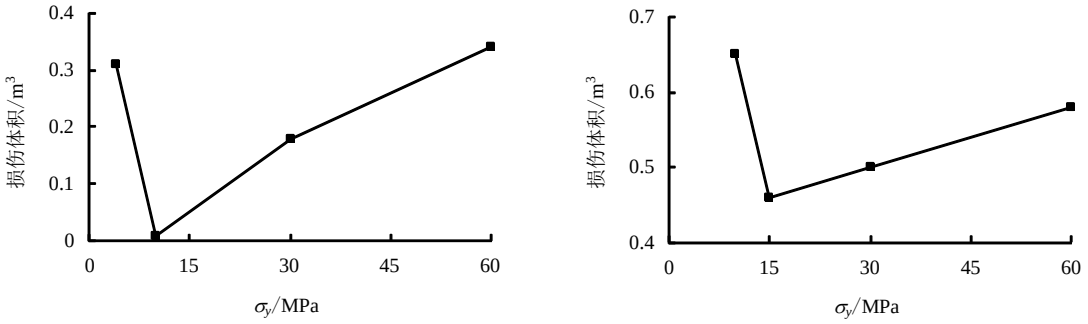
侧压力系数	σ_x/MPa	σ_y/MPa
1	4, 10, 30, 60	4, 10, 30, 60
1/4	2.50, 3.75, 7.50, 15.00	10, 15, 30, 60

侧压力系数等于 1 时，损伤体积随地应力变化见图 17(a)，损伤场随初始地应力变化见图 18。从中可见，随着地应力的增加，围岩损伤体积呈先减后增的趋势，围岩的破坏形态也发生了改变，由宏观裂缝破坏转变为损伤圈的破坏形态。其原因在于均匀的应力使围岩周边产生压应力，此压应力与内水压力及温度梯度所产生的拉应力具有一定的抵消作用。总的来说，对于 k =1 的地应力场，当初始地应力较小时，开挖后的围岩切向压应力与内水压力和温度梯度产生的拉应力有明显抵消作用，围岩以受拉破损伤为主，围岩损伤体积随着地应力的增加而降低，有利于围岩稳定；当初始地应力较大时，开挖后的围岩切向压应力超过内水压力和温度梯度所产生的拉应力，围岩损伤以压剪破损为主，损伤程度随初始地应力的增大而增大。

k=1/4 时，损伤体积随地应力变化图 17(b)，损伤场随地应力变化见图 19。从中可见，随着初始地应力的增大，围岩宏观裂缝始终出现在隧洞的顶部和底部，裂缝深度呈减小趋势。其原因在于，隧洞开挖后围岩应力重分布，重分布地应力场、内水压力、温度梯度等所产生的拉应力三者在隧洞顶部和底部迭加，很容易产生张拉裂缝；但水平地应力越大，围岩深处的水平压应力越大，对竖向张拉裂缝开展的限制作用越明显，从而出现水平地应力越大，张拉裂缝深度就越小的现象。

值得指出的是，当 k=1 时，由于围岩所受的环向拉力在洞周分布相对均匀，宏观裂缝出现的条数和方位具有一定的不确定性（图 9、图 14～16、图

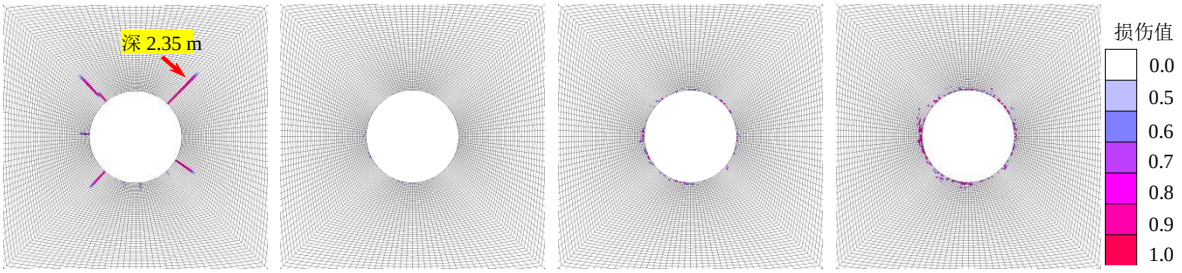
18)；当 k=1/4 时，由于围岩所受的环向拉力在洞周分布并不均匀，最大拉应力出现洞顶和洞底的部位，即出现在与初始地应力的最大主应力方向相平行的方向上，导致宏观裂缝出现的条数与方位是相对固定的，即宏观主裂缝出现在与初始地应力的最大主应力方向相平行方向的洞壁上（图 19）。



(a) σ_x/σ_y=1　　(b) σ_x/σ_y=1/4

图 17　围岩损伤体积随地应力变化曲线

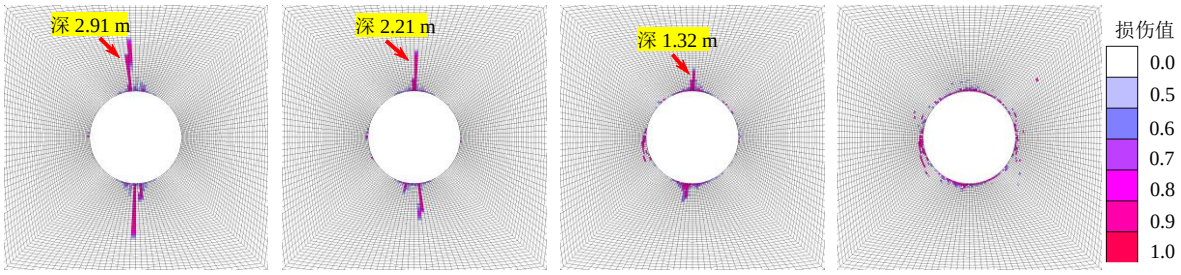
Fig.17　Curves of damage volume as a function of stress



(a) 4 MPa　　(b) 10 MPa　　(c) 30 MPa　　(d) 60 MPa

图 18　情形Ⅰ下围岩损伤场随地应力变化

Fig.18　Distributions of damage field under geostress condition Ⅰ



(a) 10 MPa　　(b) 15 MPa　　(c) 30 MPa　　(d) 60 MPa

图 19　地应力情形Ⅱ下围岩损伤场分布

Fig.19　Distributions of damage field under stress conditions Ⅱ

6　高地温水工高压隧洞围岩支护措施的探讨

以上研究表明，在高温度梯度和高压内水压力条件下，洞周出现较大的拉应力是隧洞围岩出现宏观裂缝的主要原因。考虑到围岩的抗拉强度往往较低，如何在高温度梯度和高内水压力的条件下对围岩进行有效加固是高地温水工高压隧洞设计中面临的挑战性问题。

下面通过基于 THMD 耦合模型的 FLAC^{3D} 数值模拟，探讨采用常规锚喷支护加固效果。

隧洞围岩及其计算参数见第 4 节，假设的支护设计见图 20，支护参数为：混凝土衬砌的厚度为 0.6 m、弹性模量为 31.5 GPa，泊松比为 0.20、黏聚力为 15 MPa，内摩擦角为 60 °，抗拉强度为 2.5 MPa；锚杆长度为 5 m，数量为 16 根，均匀分布洞周，锚杆的弹性模量为 210 GPa，抗拉强度为 650 MPa，水泥浆黏结力为 1.5×10^5 N/m。

有和无支护措施的围岩损伤场对比见图 21，从中可见，二者的围岩损伤圈深度、宏观裂缝发育情况基本一致，由此说明锚喷支护措施的效果不明显。其中的原因在于，在受到较大温度梯度及内水压力的荷载作用下，隧洞围岩的环向拉应力较大，混凝土衬砌难免开裂，高压水穿过衬砌裂缝作用于围岩，围岩成为承受拉应力的主体，但锚杆仅能给围岩提供径向压力由此提高围岩的抗压剪能力，并不能提供环向压力以有效削减围岩所受环向拉应力。因此，常规的锚喷支护措施对高地温水工高压隧洞运行期的加固效果并不理想，其合理支护措施还有待进一步研究。

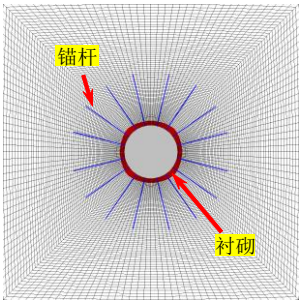
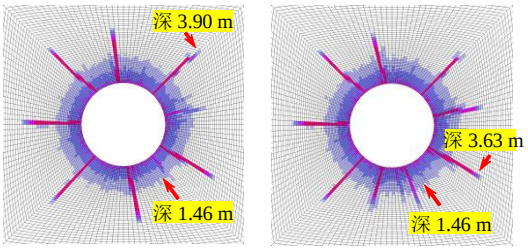


图 20 围岩支护布置

Fig.20 Arrangement of supports for surrounding rock



(a) 无支护 (b) 有支护

图 21 有无支护的围岩损伤对比

Fig.21 Damages of surrounding rock with and without supports

7 结 论

本文建立一种考虑硬岩强度力学参数随损伤演化而劣化的 THMD 耦合数值模型，利用该模型探讨了高地温水工隧洞的承载特性，主要结论如下：

（1）高地温水工高压隧洞的热–水–力–损伤的耦合效应明显，尤其高地温梯度和高内水压力产生的拉应力迭加效应对围岩承载安全具有不可忽视的不利影响。

（2）本文所提出的 THMD 耦合数值模型是可行的，与现有的其他模型相比较，对于高地温水工高压隧洞的围岩力学行为预测和承载能力评价具有良好的适用性。

（3）首次充水运行工况下，地温梯度、岩体线膨胀系数和内水压力越大，隧洞围岩所受到拉应力越大，破损越严重。

（4）当隧洞横断面的侧压力系数趋向于 1 时，洞周出现的宏观裂缝较多且出现方位不确定，当隧洞横断面侧压力系数较小（如等于 1/4）时，洞周出现的宏观裂缝相对较少且主要出现在与初始地应力最大应力方向相平行的方向上。

（5）常规的锚喷支护措施对高地温水工高压隧洞围岩的加固效果不理想。如何合理加固高地温水工高压隧洞的围岩以提高其承载能力，这方面的研究还有待开展。

参 考 文 献

[1] 陈和生. 深地科学实验的发展现状及我国发展战略的思考[J]. 中国科学基金, 2010, 24(2): 65－69.
CHEN He-sheng. Deep underground sciences in China: status and prospects[J]. **Bulletin of National Natural Science Foundation of China**, 2010, 24(2): 65－69.

[2] 王文革. 乌东德水电站地热异常研究[J]. 西北水电, 2006, (4): 18－22.
WANG Wen-ge. Study on geothermal anomaly of Wudongde hydropower project[J]. **Northwest Hydropower**, 2006, (4): 18－22.

[3] 谢仕群. 帕米尔高原高地温地质条件下的洞室开挖施工技术[J]. 西北水电, 2010, (5): 42－44.
XIE Shi-qun. Technology of tunneling under the geological conditions of high ground temperature on the Pamirs Plateau[J]. **Northwest Hydropower**, 2010, (5): 42－44.

[4] 刘乃飞, 李宁, 余春海, 等. 布仑口水电站高温引水发电隧洞受力特性研究[J]. 水利水运工程学报, 2014, (4): 14－21.
LIU Nai-fei, LI Ning, YU Chun-hai, et al. Analysis of mechanical characteristics for high-temperature diversion tunnel of Bulunkou Hydropower Station[J]. **Hydro-Science and Engineering**, 2014, (4): 14－21.

[5] 林睦曾. 岩石热物理学及其工程应用[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 1991.
LIN Mu-zeng. Thermal physics of rock and its application[M]. Chongqing: Chongqing University Press, 1991.

[6] 张有天. 水工隧洞建设的经验和教训(上)[J]. 贵州水力

发电, 2001, 15(4): 76－84.
ZHANG You-tian. Experiences and lessons of the hydraulic tunnel construction(First)[J]. **Guizhou Water Power**, 2001, 15(4): 76－84.

[7] 陈卫忠, 伍国军, 戴永浩, 等.锦屏二级水电站深埋引水隧洞稳定性研究[J]. 岩土力学, 2008, 30(8): 1185－1190.
CHEN Wei-zhong, WU Guo-jun, DAI Yong-hao, et al. Stability analysis of diversion tunnel for Jinping Hydropower Station[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 30(8): 1184－1190.

[8] 伍鹤皋, 尚斌, 苏凯. 高压隧洞透水衬砌结构研究[J]. 武汉大学学报（工学版）, 2012, 44(3): 321－325.
WU He-gao, SHANG Bin, SU Kai. Research of permeable lining structure for high pressure tunnel[J]. **Engineering Journal of Wuhan University**, 2012, 44(3): 321－325.

[9] 苏凯, 伍鹤皋, 周创兵. 内水压力下水工隧洞衬砌与围岩承载特性研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2408－2411.
SU Kai, WU He-gao, ZHOU Chuang-bing. Study of combined bearing characteristics of lining and surrounding rock for hydraulic tunnel under internal water pressure[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(8): 2408－2411.

[10] 侯靖, 胡敏云. 水工高压隧洞结构设计中若干问题的讨论[J]. 水利学报, 2001, 32 (7): 36－40.
HOU Jing, HU Min-yun. Discussion on some problems in design of high pressure tunnel for hydro projects[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2001, 32(7): 36－40.

[11] 肖明. 地下高压钢筋混凝土岔管渗水开裂三维数值分析计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(7): 1022－1026.
XIAO Ming. Three-dimensional numerical analysis of lining seepage crack of underground concrete bifurcated pipe with high pressure water[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(7): 1022－1026.

[12] 杜小凯, 任青文, 夏宁. 高压引水隧洞若干问题的研究现状和存在的问题[J]. 水力发电, 2007, 33(6): 65－68.
DU Xiao-kai, REN Qing-wen, XIA Ning. Status quo of the study on the several problems of high pressure diversion tunnel and its existing problems[J]. **Water Power**, 2007, 33(6): 65－68.

[13] CHEN X H, PAO W, LI X. Coupled thermo-hydro-mechanical model with consideration of thermal-osmosis based on modified mixture theory[J]. **International Journal of Engineering Science**, 2013, 64(1): 1－13.

[14] CHO W J, LEE J O, KWON S. Analysis of thermos-hydro-mechanical process in the engineered barrier system of a high-level waste repository[J]. **Nuclear Engineering and Design**, 2010, 240(6): 1688－1698.

[15] KELKAR S, LEWIS K, KARRA S, et al. A simulator for modeling coupled thermo-hydro-mechanical processes in subsurface geological media[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2014, 70(70): 569－580.

[16] 赵阳升, 王瑞凤, 胡耀青. 高温岩体地热开发的块裂介质固流热耦合三维数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(12): 1751－1755.
ZHAO Yang-sheng, WANG Rui-feng, HU Yao-qing, et al. 3D numerical simulation for coupled THM of rock matrix-fractured media in heat extraction in HDR[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(12): 1751－1755.

[17] 黄涛. 裂隙岩体渗流−应力−温度耦合作用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(1): 77－82.
HUANG Tao. Coupling study among seepage-stress-temperature in fractured rock mass[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(1): 77－82.

[18] 周英博, 张玉军. 压力溶解对颗粒聚集岩体中热-水-应力耦合作用的弹塑性有限元分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(6): 1781-1790.
ZHOU Ying-bo, ZHANG Yu-jun. Elastoplastic finite element analysis for influences of pressure solution on thermo-hydro-mechanical coupling in aggregate rock[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(6): 1781－1790.

[19] 朱万成, 魏晨慧, 田军, 等. 岩石损伤过程中的热−流−力耦合模型及其应用初探[J]. 岩土力学, 2009, 30(12): 3852－3857.
ZHU Wan-cheng, WEI Chen-hui, TIAN Jun, et al. Coupled thermal-hydraulic-mechanical model during rock damage and its preliminary application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(12): 3852－3857.

下转第 330 页