

饱和黏土的一维热固结特性试验研究

张宇宁¹, 陈宇龙², 李 博³
(1. 重庆大学 煤矿灾害动力学与控制国家重点实验室, 重庆 400030; 2. 东京大学 土木工程系, 日本 东京 113-8656;
3. 贵州大学 喀斯特环境与地质灾害防治教育部重点实验室, 贵州 贵阳 550000)

摘 要: 通过室内试验,研究了饱和黏土在不同温度作用下的固结效应. 结果表明:温度对土颗粒的膨胀作用和孔隙比的收缩作用影响较小;高温作用下发生的热膨胀在一定程度上阻碍了变形的发生,高温条件下压缩指数较低温条件下有减小的趋势. 但渗透性的增强使得该现象逐渐减弱. 随着温度的升高,先期固结应力均随之减小. 通过反分析得到了两种黏土的材料参数 γ . 材料参数 γ 越大,相同温度下的归一化先期固结应力越小. 温度越高,水溶液的黏度越低,越容易被排出,其渗透系数越大,超静孔隙水压力的消散越快,所以超静孔隙水压力随着温度的升高而减小. 渗透系数随着孔隙比的升高而升高. 粒径较大试样的渗透系数大于粒径较小试样的渗透系数.

关 键 词: 饱和黏土;温度;热固结;黏度;渗透系数

中图分类号: TU 411 文献标志码: A 文章编号: 1005-3026(2016)12-1794-06

Experimental Study of One-Dimensional Thermal Consolidation of Saturated Clays

ZHANG Yu-ning¹, CHEN Yu-long², LI Bo³
(1. State Key Laboratory of Coal Mine Disaster Dynamics and Control, Chongqing University, Chongqing 400030, China; 2. Department of Civil Engineering, University of Tokyo, Tokyo 113-8656, Japan; 3. Key Laboratory of Karst Environment and Geohazard Prevention, Ministry of Education, Guizhou University, Guiyang 550000, China. Corresponding author: ZHANG Yu-ning, E-mail: 743139009@qq.com)

Abstract: The consolidation properties of two saturated clays were studied by laboratory tests under different temperatures. Results showed that: the effect of temperature on the expansion of soil particles and the contraction of void ratio was small; high temperature induced thermal expansion could affect the deformation to some extent, so the compression index became smaller as the temperature increased. However, such an effect diminished due to better permeability; the pre-consolidation stress decreased with increasing temperature. The material parameter γ for two clays was calculated by back analysis. The clay with larger γ had smaller normalized pre-consolidation stress under the same temperature; the higher temperature led to less excess pore water pressure due to higher permeability coefficient because the viscosity of pore water at higher temperatures became weaker. It was found that the permeability coefficient increased with larger void ratio and grain size.

Key words: saturated clay; temperature; thermal consolidation; viscosity; permeability coefficient

自从 Terzaghi 创立一维固结理论以来,国内外学者将其进行了一系列的推广,丰富了固结理论,却较少涉及温度的影响. 温度作为影响岩土材料固结-蠕变特性的主要因素之一,对岩土工程变形的影响不可忽视. 温度场只能作为蠕变的影响因素,而非直接因素. 而力为主导因素,最终蠕变的发生必然为热力耦合过程,该过程的发生取决于骨架本体和结构整体的热力学特性^[1].

近年来,考虑温度对土体工程性质的影响已然成为岩土工程领域的一个重要研究方向,它在核废料处理、热能贮存、地热资源开发以及供热管道设计等领域有重要的实用价值. Campanella 等^[2]对伊利土进行了不同温度下的各向等压固结试验,对热效应所产生的孔隙水压等进行了研究. Hueckel 等^[3]对不同超固结状态的黏性土进行了不同温度条件和温度、荷载循环三轴固结试验. Marques 等^[4]探索了前期固结压力随温度、应变率的变化规律. Leroueil^[5]研究了温度对次固结系数的影响. Hüpers 等^[6]研究了黏土的热固结特性及其孔隙水压力的演化机理. 白冰等^[7]自行研制了一套温控固结压力室系统,针对饱和土体在温度作用影响下的力学性质变化进行了系统的研究. 还有一些学者研究了考虑温度影响的本构模型^[8-9]. 本文对饱和黏土分别在 20,35 和 50 ℃ 条件下的固结效应进行了试验研究,进一步分析温度引起的孔隙水压、孔隙比和渗透性的差异性.

1 试验概况

本文采用两种土料在同样的试验条件下进行对比研究,根据《土的分类标准》(GBJ145—90)将其定为黏土,其物理性质指标及粒径级配累计曲线分别见表 1 和图 1.

表 1 两种土的物理性质指标					
Table 1 Physical properties for two clays					
土料 编号	ρ $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	自然含 水率/%	液限含 水率/%	塑限含 水率/%	塑性 指数
C-1	2.767	47.6	71	22	49
C-2	2.610	45.5	62	36	26

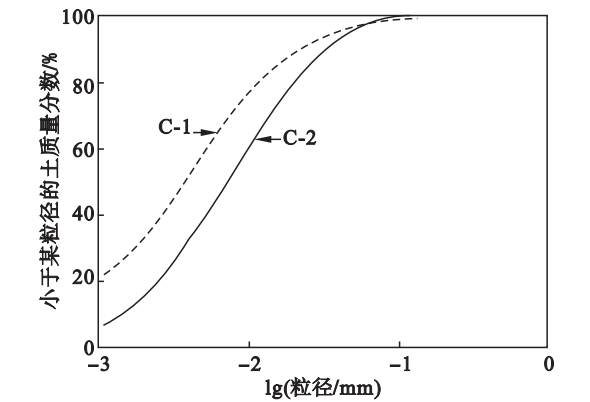
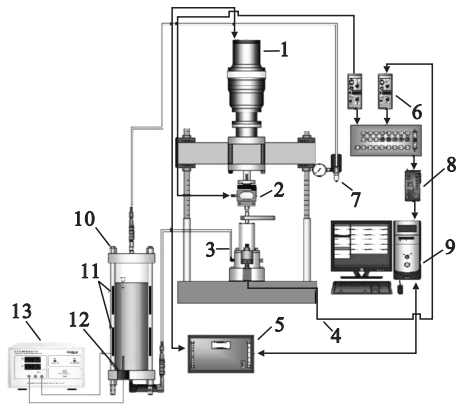


图 1 两种土的颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain size distribution curves for two clays

试验采用的热固结试验装置见图 2. 筒状电热板嵌入恒温水域容器侧壁内,其电热板与温度

控制器相连. 温度传感器安装在底部,输出端与温度控制器连接,以此来控制水域温度的变化. 水域温度可控制在 0~100 ℃ 范围内. 试样内的孔隙水压由位于试样底部的孔隙水压力传感器来测量. 该数字监控系统还能实时监测试样的渗透系数.



1-伺服作动器; 2-轴向载荷传感器; 3-反压控制系统; 4-孔隙水压力传感器; 5-驱动装置; 6-应变放大器; 7-稳压器; 8-驱动电路板; 9-PC; 10-恒温水浴容器; 11-筒状电热板; 12-温度传感器; 13-温度控制器

图 2 热固结试验装置

Fig. 2 Test apparatus for thermal consolidation

将土样加入一定量的水充分混合搅拌均匀形成初始含水率为 2 倍液限的黏流体,然后采用质量控制法将泥浆注入固结仪中成型,试样直径 6 cm,高 2 cm.

考虑到实际工程,试验温度采用 20,35 和 50 ℃. 以温度为变量,在反压和固结压力保持恒定的情况下,分别在水浴温度 20,35 和 50 ℃ 的条件下进行等温固结试验,测得不同温度条件下的超静孔隙水压、孔隙比和渗透系数. Ng 等^[10]证明,在 60 ℃ 以下各传感器的精度不会受到温度的影响.

相应温度条件下的有效竖向应力通过式(1)计算得到:

$$\sigma' = \sigma - 2u_e/3 \quad (1)$$

式中: σ' 为有效竖向应力 (kPa); σ 为总应力 (kPa); u_e 为超静孔隙水压 (kPa).

根据规范^[11],渗透系数通过式(2)计算得到:

$$K = \rho_w g \dot{\epsilon} H_0 H_t / (2u_e) \quad (2)$$

式中: K 为渗透系数; ρ_w 为水的密度; g 为重力加速度; H_0 为试样的初始高度; H_t 为固结过程中 t 时刻对应的试样高度.

试验的具体操作步骤如下:①按照操作规程将试样安装到固结仪中,安装好各种辅助设备;②调节恒温水域容器内水的温度至设定值;③施加反压(100 kPa)饱和并进行等温水循环 6 h,以保证试样有足够长的时间达到设定温度值;④打开

排水阀门让试样在固结压力 100 kPa 作用下排水固结,直至孔隙水压力消散至稳定.

2 试验结果及分析

2.1 一维热固结控制方程

由质量守恒和动量守恒以及能量守恒定律,可得出完全耦合的张量表达式^[12]:

$$Gu_{i,jj}+(\lambda+G)u_{k,ki}=\alpha p_i'+\beta T_i',\quad(3)$$

$$\frac{K}{\gamma_w}p_{kk}'=\alpha_p\dot{p}+\alpha\dot{\varepsilon}_{kk}-\alpha_m\dot{T}+Q_w,\quad(4)$$

$$\theta T_{kk}'=\beta T_0\dot{\varepsilon}_{kk}+q_wm_wT_k'+m\dot{T}+Q_h.\quad(5)$$

式中:符号'表示求导数;变量上的一点表示对时间求导数; p 为孔隙水压; u 为位移; T 为温度; ε_{kk} 表示体积应变; β 为热膨胀因子; λ 和 G 为Lame常数; γ_w 为水的重度; α 为Biot水力耦合系数; K 为渗透系数; q_w 为渗透流量; α_p 为介质的总压缩系数; α_m 为热膨胀系数; θ 为热传导系数; T_0 为参考温度; Q_h 为热源热量; Q_w 为水源热量; m_w 为水的内热容; m 为总内热容.

对于一维情形,上述控制方程可改写为^[13]

$$(\lambda+2G)\frac{\partial^2u}{\partial x^2}=\alpha\frac{\partial p}{\partial x}+\beta\frac{\partial T}{\partial x},\quad(6)$$

$$\frac{K}{\gamma_w}\frac{\partial^2p}{\partial x^2}=\alpha_p\frac{\partial p}{\partial t}+\alpha\frac{\partial^2u}{\partial x\partial t}-\alpha_m\frac{\partial T}{\partial t},\quad(7)$$

$$\theta\frac{\partial^2T}{\partial x^2}=\beta T_0\frac{\partial^2u}{\partial x\partial t}+m\frac{\partial T}{\partial t}.\quad(8)$$

2.2 温度对颗粒膨胀的影响

体积为 V_w 的孔隙水的热膨胀量 ΔV_w 的表达式为

$$\Delta V_w=\alpha_wV_w\Delta T.\quad(9)$$

温度对土颗粒引起的热膨胀量可以通过土颗粒和水的密度来间接反映.密度增量可以通过式(10)计算得到:

$$\Delta\rho_s=-\frac{\alpha_s\Delta T}{1+\alpha_s\Delta T}\rho_s.\quad(10)$$

式中: $\Delta\rho_s$ 为密度增量; ρ_s 为土颗粒密度; α_s 为土颗粒的热膨胀系数; α_w 为水的热膨胀系数; ΔT 为温度增量.参数的取值参考文献[14].计算结果表示温度从20℃升高到50℃,土颗粒密度减小了0.13%,孔隙比增加了0.2%.可以认为,温度对土颗粒的膨胀作用和孔隙比的收缩作用较小.

2.3 温度对压缩性的影响

图3为2种土的固结曲线.可以看出,温度对孔隙比的影响较小,Eriksson^[15]认为随着温度的升高,固结曲线向左发生偏移,先期固结应力也随

之减小.Abuel-Naga等^[16]在不同温度下对土体进行固结试验,观察到了相同的结果.该现象在C-1黏土的固结后期不明显,在C-1黏土的固结前期和C-2黏土的固结全过程观察到了该现象.这可能是不同的黏土材料引起的.3种温度下C-1黏土与C-2黏土的固结曲线均有相交或部分重叠的现象,表明高温条件下压缩指数较低温条件下有减小的趋势.这是因为高温作用下,土颗粒与孔隙水发生膨胀,一定程度上阻碍了变形的发生.但随着固结的进行,该现象逐渐减弱.这可以解释为增强的渗透性和热膨胀综合作用的结果.

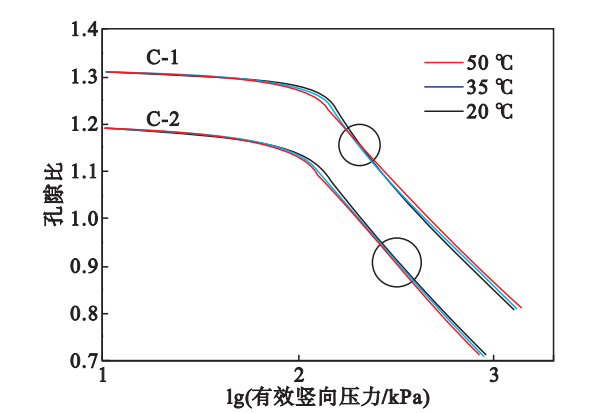


图3 固结曲线
Fig. 3 Consolidation curves

为进一步研究温度对先期固结应力的影响,对其进行归一化处理.图4为归一化处理后的先期固结应力,并用式(11)^[17]进行拟合.

$$\sigma_c'(T)=\sigma_c'(T_0)\{1-\gamma\lg[T/T_0]\}.\quad(11)$$
式中: $\sigma_c'(T)$ 为温度 T 条件下的先期固结应力(kPa); $\sigma_c'(T_0)$ 为初始温度 T_0 条件下的先期固结应力(kPa); γ 为材料参数(无量纲), γ 是热膨胀因子 β 的函数.

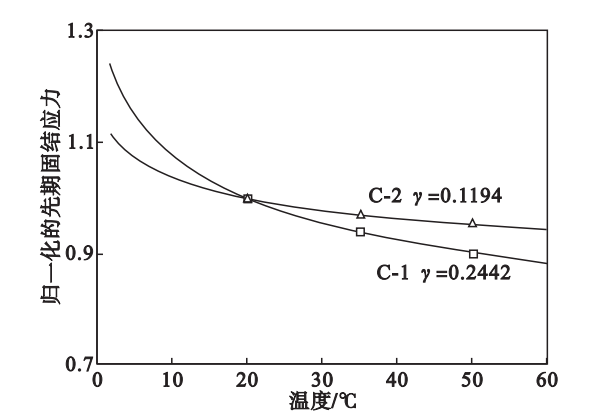


图4 归一化的先期固结应力
Fig. 4 Normalized pre-consolidation stress

从图中可以看出,随着温度的升高,先期固结应力均随之减小.在温度载荷作用下,黏土均呈现

出黏性特征,但温度对黏性特征的影响程度随黏土材料的不同而不尽相同.通过式(11)可以反分析得到两种黏土的材料参数 γ : $\gamma_{C-1}=0.244\ 2$, $\gamma_{C-2}=0.119\ 4$.从图4可以看出,材料参数 γ 越大,相同温度下的归一化的先期固结应力越小,减小速率越快.

孔令明等^[18]推导了先期固结压力与温度的关系:

$$\sigma'_c(T)=\sigma'_c(T_0)\exp\left[-\frac{\lambda_T-\kappa_T}{\lambda-\kappa}(1+e_0)(T-T_0)\right].$$

(12)

式中: λ_T 与 κ_T 分别为正常固结土升温 and 降温过程中体积变化曲线的斜率; λ 为 $e-\ln\sigma$ 平面内正常压缩线的斜率; κ 为 $e-\ln\sigma$ 平面内回弹线的斜率; e_0 为初始孔隙比.从式(12)可知,先期固结应力随着温度的升高而减小.不同模型之间的比较将作为作者后续的研究计划,为建立更加精确的热黏弹塑性本构模型提供参考.

2.4 温度对渗透系数的影响

固体颗粒与孔隙水热膨胀特性的差异导致了超静孔隙水压力的产生^[19].图5为2种土在等温固结过程中,土样内超静孔隙水压随有效竖向应力的变化过程.从图中可以看出,超静孔隙水压随着温度的升高而减小.对于C-1黏土,温度分别为20,35和50℃时,超静孔隙水压峰值分别为108.96,71.59和47.17 kPa,与20℃时相比,35和50℃时分别减小了34.3%和56.7%.对C-2黏土,温度分别为20,35和50℃时,超静孔隙水压峰值分别为433.22,287.36和141.52 kPa,与20℃时相比,35和50℃时分别减小了33.7%和67.3%.

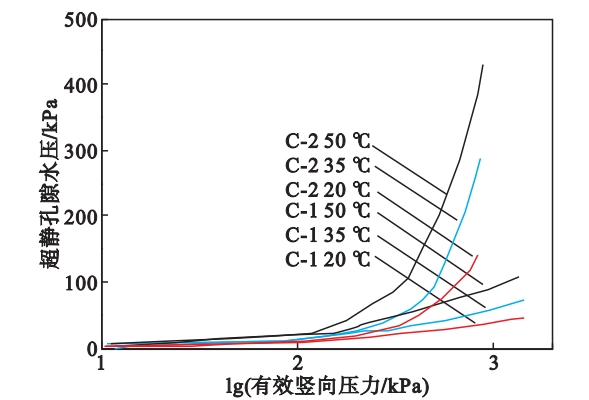


图5 超静孔隙水压随有效竖向应力的变化曲线
Fig. 5 Variation of excess pore water pressure with effective vertical stress

这是因为温度的改变引起了渗透系数的改变.温度的升高促进了渗透性(见图6),孔隙水的

加速排出,加快了超静孔隙水压的消散.在渗透系数对数坐标下,不同温度条件下的渗透系数随孔隙比的变化曲线近乎平行发展,表明不同温度下的渗透系数的比值保持不变.

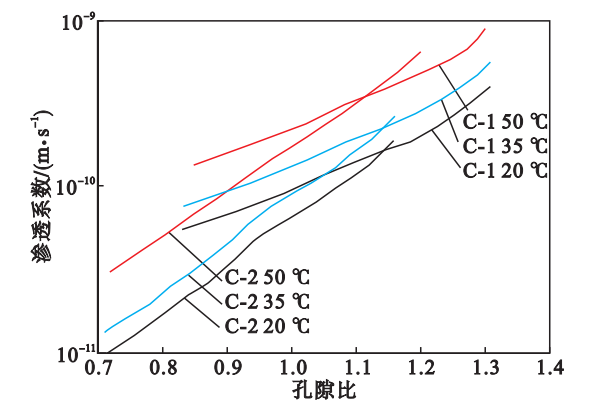


图6 孔隙比随渗透系数的变化曲线
Fig. 6 Variation of void ratio with permeability coefficient

渗透系数的表达式可写为

$$K=k\rho g/\eta.$$

(13)

式中: K 为渗透系数; k 为孔隙介质的渗透率,它只与固体骨架的性质有关; η 为黏度; ρ 为流体密度; g 为重力加速度.

从式(13)可以看出,温度对渗透系数的作用是通过黏度的改变反映的.温度与黏度成反比例关系.

Ghembaza等^[20]给出了温度与水黏度的关系式:

$$\frac{\eta_{22^\circ\text{C}}}{\eta_T}=0.54+0.02T+9.28\times10^{-5}T^2.$$

(14)

于是,得出水在20℃与35和50℃条件下的黏度之比分别为 $\eta_{20}/\eta_{35}=1.385$, $\eta_{20}/\eta_{50}=1.813$.从图7可以看出,两种黏土C-1和C-2在不同温度下的渗透系数的比值 K_{35}/K_{20} 和 K_{50}/K_{20} 分别在1.39~1.41之间和1.82~1.84之间浮动,均与黏度的比值1.385和1.813非常接近.与C-1相比,C-2在不同温度下的渗透系数的比值距离标准值较远,最大相对误差也仅为2%.

黏度是流体黏滞性的量度,用于表示流体流动力对其内部摩擦现象.流体的黏度越大,则表示流体流动时产生上述内摩擦力越大,流体的流动性越差.温度越高,水溶液的黏度越低,越容易被排出,渗透系数越大,超静孔隙水压的消散越快.

Weast^[21]研究表明,土壤土水交界面表面张力的大小跟温度紧密相关,表面张力随着温度的升高而呈线性减小.温度从20℃分别升高至35和50℃时,表面张力则从72.31 mN/m分别降至

Beijing Jiaotong University,2015.)

[9] Cui Y J. A thermomechanical model for saturated clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*,2002,37(2) :607 – 620.

[10] Ng C W W,Zhou C. Cyclic behaviour of an unsaturated silt at various suctions and temperatures[J]. *Géotechnique*,2014, 64(9) :709 – 720.

[11] ASTM International. ASTM D2435 / D2435M – 11. Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading [S]. Tokyo: ASTM International,2011.

[12] Bai M,Roegiers J C. Fluid flow and heat flow in deformation fracture porous media [J]. *International Journal of Engineering Science*,1994,32(4) :1615 – 1633.

[13] 白冰. 岩土颗粒介质非等温一维热固结特性研究[J]. 工程力学,2005,22(5) :186 – 191.
(Bai Bing. One-dimensional thermal consolidation characteristics of geotechnical media under non-isothermal condition[J]. *Engineering Mechanics*,2005,22(5) :186 – 191.)

[14] Campanella R G, Mitchell J K. Influence of temperature variations on soil behavior[J]. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*,1968,94(3) :709 – 734.

[15] Eriksson L G. Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays [C]// Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: Balkema Publishers/ Taylor & Francis,1989:2087 – 2090.

[16] Abuel-Naga H M, Bergado D T, Lim B F. Effect of temperature on shear strength and yielding behavior of soft Bangkok clay [J]. *Soils and Foundations*,2007,47(3) :423 – 436.

[17] Laloui L, Cekerevac C. Thermo-plasticity of clays: an isotropic yield mechanism[J]. *Computers and Geotechnics*,2003,30(8) :649 – 660.

[18] 孔令明,姚仰平. 超固结土热黏弹塑性本构关系[J]. 岩土力学,2015,36(sup1) :1 – 8.
(Kong Ling-ming, Yao Yang-ping. Thermo-visco-elastoplastic constitutive relation for overconsolidated clay [J]. *Rock and Soil Mechanics*,2015,36(sup1) :1 – 8.)

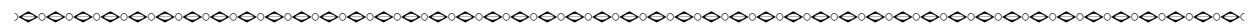
[19] Paaswell R E. Temperature effects on clay soil consolidation [J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*,1967,93(3) :9 – 22.

[20] Ghembaza M S, Taïbi S, Fleureau J M. Thermo-hydro-mechanical behaviour of a sandy clay on isotropic paths[J]. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*,2014,18(2) :206 – 222.

[21] Weast R C. CRC handbook of chemistry and physics[M]. Boca Raton: CRC Press,1981.

[22] 苏立君,张宜健,王铁行. 不同粒径级砂土渗透特性试验研究[J]. 岩土力学,2014,35(5) :1289 – 1294
(Su Li-jun, Zhang Yi-jian, Wang Tie-xing. Investigation on permeability of sands with different particle sizes [J]. *Rock and Soil Mechanics*,2014,35(5) :1289 – 1294.)

[23] 党发宁,刘海伟,王学武,等. 基于有效孔隙比的黏性土渗透系数经验公式研究[J]. 岩石力学与工程学报,2015,34(9) :1909 – 1917.
(Dang Fa-ning, Liu Hai-wei, Wang Xue-wu, et al. Researching clayey empirical formula of permeability coefficient based on the theory of effective porosity ratio[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*,2015,34(9) :1909 – 1917.)



(上接第 1793 页)

[5] Cai M,Morioka H, Kaiser P K, et al. Back-analysis of rock mass strength parameters using AE monitoring data[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*,2007,44(4) :538 – 549.

[6] Cai M,Kaiser P K,Martin C D. Quantification of rock mass damage in underground excavations [J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*,2001,38(1) :1135 – 1145.

[7] 汪斌,朱杰兵,严鹏,等. 大理岩损伤强度的识别及基于损伤控制的参数演化规律[J]. 岩石力学与工程学报,2012,31(9) :3967 – 3973.
(Wang Bin,Zhu Jie-bing, Yan Peng, et al. Damage strength determination of marble and its parameters evaluation based on damage control test [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*,2012,31(9) :3967 – 3973.)

[8] 周辉,孟凡震,卢景景,等. 硬岩裂隙起裂强度和损伤强度取值方法探讨[J]. 岩土力学,2014,35(4) :913 – 919.
(Zhou Hui,Meng Fan-zhen,Lu Jing-jing, et al. Discussion on methods for calculating crack initiation strength and crack damage strength for hard rock[J]. *Rock and Soil Mechanics*,2014,35(4) :913 – 919.)

[9] 赵星光,马利科,苏锐,等. 北山深部花岗岩在压缩条件下的破裂演化与强度特性[J]. 岩石力学与工程学报,2014,33(sup2) :3665 – 3675.
(Zhao Xing-guang, Ma Li-ke, Su Rui, et al. Fracture evolution and strength characteristics of Beishan deep granite under compression conditions[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*,2014,33(sup2) :3665 – 3675.)