

DOI: 10.11918/j.issn.0367-6234.201610052

考虑非贯通节理损伤演化岩体复合本构模型

李列列^{1,2}, 肖明砾^{1,2}, 卓 莉^{1,2}, 袁 泉³, 何江达^{1,2}

(1.四川大学 水利水电学院, 成都 610065; 2.水力学与山区河流开发保护国家重点实验室(四川大学), 成都 610065; 3.四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院, 成都 610065)

摘 要: 非贯通节理岩体的力学特征与完整岩石相比有较大差异.为推导非贯通节理岩体在单轴压缩下的复合损伤本构模型,采用修正自洽方法考虑不同损伤变量之间的复合.从附加应变能增量和损伤应变能释放量相关联的思路出发,采用等效直线裂纹作为节理裂隙损伤演化轨迹,分别计算细观损伤、初始节理和节理裂隙损伤演化引起的附加应变能;基于 Betti 能量互易定理,引入自洽方法考虑节理裂隙之间的相互作用,并采用逐条添加节理的方法对传统自洽方法进行修正,得出岩体不同受力阶段细观、初始节理和节理裂隙损伤演化的复合损伤本构模型;将本构模型的理论计算结果与现有文献的室内试验结果进行对比分析,结果显示:本构模型的理论计算结果与室内试验结果规律一致,随着节理个数增加,初始弹性模量和荷载峰值均呈下降趋势,下降幅度较为一致;节理裂隙的损伤演化对岩体的力学特性有重要影响,考虑节理裂隙损伤演化的理论应力应变曲线和荷载峰值与室内试验结果更为吻合,有效验证了复合损伤本构模型的正确性与合理性.

关键词: 非贯通闭合节理; 损伤; 演化; 复合; 本构模型; 单轴压缩

中图分类号: TU45 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2017)06-0096-06

Compound constitutive model considering damage evolution of non-persistent fractured rock mass

LI Lielie^{1,2}, XIAO Mingli^{1,2}, ZHUO Li^{1,2}, YUAN Quan³, HE Jiangda^{1,2}

(1.College of Water Resources & Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China;

2.State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering (Sichuan University), Chengdu 610065, China;

3. Sichuan Provincial Transport Department Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Chengdu 610065, China)

Abstract: Comparing with intact rock, the mechanical characteristics of non-persistent closed jointed rock mass have relatively large differences. A revised self-consistent method was used to consider the coupling between different damages, as a result, the compound constitutive model was deduced for non-persistent closed jointed rock mass under uniaxial compression. Based on the correlation between additional strain energy increment and damage strain energy release, the equivalent linear crack as jointed crack damage evolution trajectories was adopted, and then the additional strain energy for micromechanical damage, initial joints and jointed crack damage evolution was respectively calculated. In accordance to the Betti energy reciprocity theorem, a self-consistent method was introduced to account for the correlation among cracks, moreover, an approach for adding joints one by one was utilized to correct the traditional self-consistent method, in which the compound damage constitutive model was deduced in regard to different stages during uniaxial compression. The theoretical calculation results of the proposed model were compared with in-house experimental results in existing literature. The results show that: the theoretical calculation results are consistent with the experimental results. With the increase the number of joints, the initial elastic modulus and peak load show a downward trend, and the reducing value is in the same extent; there are significant impacts for the damage evolution of joints crack damage on the mechanical characteristics of the rock mass. The theoretical stress-strain curve and peak load for joint fissure damage evolution are consistent with in-house experimental results, which apparently verify the correctness and reasonability of the compound damage constitutive model.

Keywords: non-persistent closed joint; damage; evolution; compound; constitutive model; uniaxial compression

收稿日期: 2016-10-17

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(2015CB057903)

作者简介: 李列列(1983—),男,博士研究生;

何江达(1961—),男,教授,博士生导师

通信作者: 肖明砾, xiaomingli@scu.edu.cn

工程建设中的岩体^[1]多含非贯通节理,在外力作用下的损伤由细观损伤和宏观节理损伤组成.针对细观损伤本构模型,Weibull^[2]首次基于统计理论提出强度分布函数,称为 Weibull 分布函数.众多学者基于岩石单元强度服从 Weibull 函数分布,推导

出细观损伤变量表达式^[3-4].针对岩体的损伤本构模型,Kyoya 等^[5]首次将损伤力学理论引入到节理岩体的研究,通过二阶对称张量来反映宏观节理的各向异性特征,采用有效应力方法建立起节理岩体的本构关系,将节理的几何特征和力学特性有效联系起来,从而为节理岩体的研究提供了新思想.基于这种新思想,Chen 等^[6]将损伤变量定义为节理频率,采用平行等间距节理与岩石弹性矩阵相复合的方法,推导出节理岩体的微平面本构模型;陈文玲等^[7]从应变能释放量出发,基于连续(半连续)介质力学推导出了宏观损伤张量的计算表达式.

目前已发表成果^[6-7]多依据初始宏观节理的排距和贯通率引入修正系数以考虑节理间的相互影响,取值多具经验性;现有文献中的复合损伤本构模型并没有考虑宏观节理损伤演化的影响.为此,本文在前人研究基础上,针对非贯通节理岩体,引用自洽方法^[8]考虑节理之间的相互作用,并采用逐条添加节理的方法进行修正,基于 Betti 能量互易定理^[8],推导出岩体不同受力阶段的复合损伤本构模型.

1 细观损伤演化本构模型

1.1 模型的建立

假设岩石的强度服从 Weibull 分布^[3-4],微元体的总数目为 Z ,某一荷载作用下,破坏的微元数目为 Z_i .由于实际岩石残余损伤变量小于 1,故引入折减系数 $\eta(0 \leq \eta < 1)$,则损伤变量表达式为^[9]

$$D'_1 = \eta \frac{Z_i}{Z} = \eta \left(1 - \exp \left[- \left(\frac{F}{F_0} \right)^m \right] \right). \quad (1)$$

假定岩石微单元破坏前服从胡克定律,根据 Lemaitre 有效应力定义,可得损伤统计本构模型^[9]:

$$\sigma_i = \sigma'_i (1 - D'_1) = E \varepsilon_i (1 - \eta + \eta \exp \left[- \left(\frac{F}{F_0} \right)^m \right]) + \mu (\sigma_j + \sigma_k). \quad (2)$$

式中: σ_i 为名义应力, σ'_i 为有效应力, E 、 ε_i 分别为完整岩石的弹性模量和应变, σ_j 、 σ_k 为围压.

设有效主应力 $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$,本文采用应用最广泛的 Mohr-Coulomb 准则,其表示式为

$$F = \sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi = 2c \cos \varphi. \quad (3)$$

式中 c 、 φ 分别为材料的粘聚力和摩擦角.

根据 Lemaitre 应变等效假设和胡克定律,有效应力与名义应力有以下关系式^[10]:

$$\sigma'_1 = \frac{E \varepsilon_1 \sigma_1}{\sigma_1 - 2\mu \sigma_3}, \quad (4)$$

$$\sigma'_3 = \frac{E \varepsilon_1 \sigma_3}{\sigma_1 - 2\mu \sigma_3}. \quad (5)$$

1.2 分布参数的确定

设岩石峰值处的应力和应变分别为 σ_c 和 ε_c ,残余强度处的应力和应变分别为 σ_u 和 ε_u ,通过式 (4)~(5) 可得荷载峰值和残余强度的 F 值,引入 3 个条件:

$$S_1 = F \Big|_{\sigma_1 = \sigma_c, \varepsilon_1 = \varepsilon_c}, \quad (6)$$

$$S_2 = F \Big|_{\sigma_1 = \sigma_u, \varepsilon_1 = \varepsilon_u}, \quad (7)$$

$$S'_1 = \frac{dF}{d\varepsilon_1} \Big|_{\sigma_1 = \sigma_c, \varepsilon_1 = \varepsilon_c}. \quad (8)$$

将式 (6)~(8) 代入式 (2),分布参数 m 、 F_0 、 η 可通过以下 3 式联列计算得出:

$$m = -U_4 \times (U_3 \times S'_1 \times U_2)^{-1}, \quad (9)$$

$$F_0 = \frac{S_1}{(-\ln \left[\frac{\sigma_c - 2\mu \sigma_3}{\eta E \varepsilon_c} - \frac{1}{\eta} + 1 \right])^{\frac{1}{m}}}, \quad (10)$$

$$S_1 \ln \frac{S_1}{S_2} + U_1 \times U_3 \times S'_1 \times U_2 \times U_4^{-1} = 0. \quad (11)$$

$$\text{式中: } U_1 = \ln \left[\frac{\sigma_c - 2\mu \sigma_3}{\eta E \varepsilon_c} - \frac{1}{\eta} + 1 \right], U_2 = \ln \left[\frac{\sigma_c - 2\mu \sigma_3}{\eta E \varepsilon_c} - \frac{1}{\eta} + 1 \right], U_3 = \sigma_c - 2\mu \sigma_3 - E \varepsilon_c (1 - \eta), U_4 = \frac{\sigma_c - 2\mu \sigma_3}{\varepsilon_c} S_1.$$

应当注意,式 (11) 是一个隐式方程,需通过迭代方式求解.

2 复合损伤变量

基于损伤力学理论,将损伤等效为弹性模量的弱化,节理岩体的损伤本构关系可表示为^[11]

$$\sigma = E^* \varepsilon_i = E \varepsilon_i (1 - D). \quad (12)$$

式中: E^* 为岩体的弹性模量, D 为岩体的复合损伤变量, σ 为单轴压缩应力.

2.1 附加应变能的计算

在单轴压缩应力 σ 作用下,根据 Betti 能量互易定律得如下关系式^[8]:

$$\frac{\sigma^2 V}{2E^*} = \frac{\sigma^2 V}{2E} + \Delta \varphi_1 + \Delta \varphi_2 + \Delta \varphi_3. \quad (13)$$

式中: V 为试件的体积, $\Delta \varphi_1$ 为细观损伤产生的附加应变能, $\Delta \varphi_2$ 为初始节理产生的附加应变能, $\Delta \varphi_3$ 为节理损伤演化产生的附加应变能.

1) $\Delta \varphi_1$ 的计算.在单轴应力 σ 作用下, $\Delta \varphi_1$ 通过细观损伤变量 D'_1 ,由式 (14) 计算^[7]:

$$\Delta \varphi_1 = \sigma^2 V \left[\frac{1}{2E(1 - D'_1)} - \frac{1}{2E} \right]. \quad (14)$$

2) $\Delta \varphi_2$ 的计算.对于平面应力问题,单个节理引

起的附加应变能通过式(15)计算^[8]:

$$U_e = \frac{T}{E} \int_0^c (K_I^2 + K_{II}^2) dc. \quad (15)$$

式中: K_I 、 K_{II} 分别为节理尖端的 I、II 型有效应力强度因子, 中心节理 $T=2$, 单边节理 $T=1$, c 为节理半长。

如图 1 所示, 闭合节理面的 I 型有效应力强度因子等于零^[7]. 参照袁小清等^[11] 和 Isida^[12] 的研究成果, 按节理长度和平板宽度进行修正, 可得 II 型有效强度因子表达式^[13]:

$$K_{II} = c_v \sigma \sqrt{\pi a} \sin \gamma \cos \gamma \sqrt{\sec\left(\frac{\pi a}{w}\right)}. \quad (16)$$

式中: 中心节理 $a=c$, 单边节理 $a=2c$, w 为平板的宽度, c_v 为传剪折减系数。

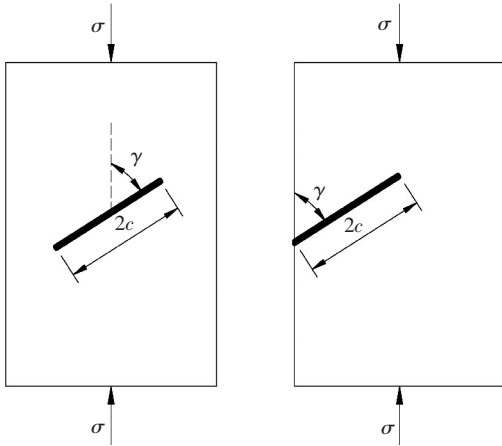


图 1 单节理受力简图

Fig.1 Single crack force diagram

将式(16)代入式(15), 含有 N 条节理试件的初始节理损伤附加应变能可表示为^[8]

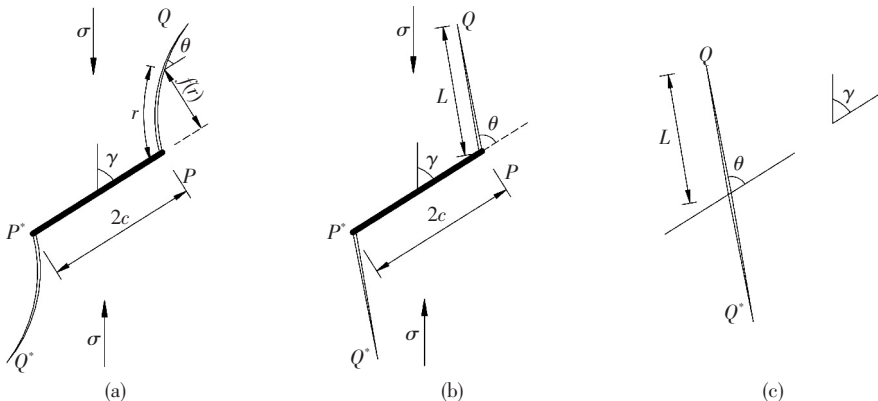


图 2 裂纹扩展模型

Fig.2 Crack propagation model

裂纹扩展直至 $K_I = K_{IC}$ 停止扩展, 因此式(18)中, 令 $K_I = K_{IC}$, 便可计算得出节理演化长度 L ^[12].

2.2 复合损伤变量的计算

假设宏观损伤演化过程中裂纹的数目不发生变化, 根据 Kemeny^[8] 的研究成果, 采用自洽方法考虑多条节理之间的相互作用, 近似假设节理周围单元体的弹性模量均为初始损伤体的名义弹模. 因此, 将

$$\Delta\varphi_2 = N c_v^2 \sigma^2 \pi a^2 \sin^2 \gamma \cos^2 \gamma \sec \sqrt{\frac{\pi a}{w}} \frac{T}{2E}. \quad (17)$$

3) $\Delta\varphi_3$ 的计算. 压缩应力到一定值后, 节理尖端开始扩展演化, 见图 2(a), PP^* 为初始节理, PQ 、 P^*Q^* 为节理演化轨迹, Horii 等^[14] 给出了图 2(a) 的精确解, 但是由于公式复杂, 不利于计算, 根据 Horii 等^[15] 的研究, 将图 2(a) 等效为图 2(b)、(c) 直线裂纹。

根据 Paul^[16] 的成果, 图 2(c) 中 I 型有效应力强度因子可表示为

$$K_I = M(\sqrt{2a+L} - \sqrt{L}) \sqrt{\frac{\pi}{2}} + N_1 \sqrt{\frac{\pi L}{2}}. \quad (18)$$

式中: $M = \frac{3}{4} \left(\sin \frac{\theta}{2} + \sin \frac{3\theta}{2} \right) \tau_v$, $N_1 = \frac{[\sigma - \sigma \cos 2(\theta + 90 - \gamma)]}{2}$, θ 为节理翼裂纹的起裂角, 对于闭合节理 $\theta = 70.5^\circ$; L 为节理的演化长度; τ_v 为节理面有效切向应力; 中心节理 $a=c$, 单边节理 $a=2c$ 。

根据 Kemeny 等^[13] 的研究成果, 节理扩展演化方式以 I 型断裂为主. 根据式(18)和式(15), 利用 Maple17.0 进行计算, 得 N 条节理损伤演化引起的附加应变能表达式为

$$\Delta\varphi_3 = TN \int_0^L K_I^2 dL = TN(M^2 P_1 + P_2 + P_3 + P_4). \quad (19)$$

式中: $P_1 = 3.12aL + 1.56L^2 - 1.56\sqrt{2aL^3 + L^4} - 1.56c \times \sqrt{2aL + L^2}$, $P_2 = 1.56 \ln(a + L + \sqrt{2aL + L^2}) (M^2 a^2 - MN_1 a^2)$, $P_3 = 1.56MN_1 (\sqrt{2aL^3 + L^4} + a\sqrt{2aL + L^2}) - 1.56ML^2 N_1$, $P_4 = 0.78N_1^2 L^2 + 1.56a^2 \ln a (MN_1 - M^2)$.

式(17)中的 E 以名义弹性模量 E^* 代替, 将式(14)、(17)和式(19)代入式(13)整理可得:

$$\frac{E^*}{E} = (1 - D'_1) \left(1 - TP\pi G - \frac{2TP_5}{c^2 \sigma^2} G \right), \quad (20)$$

式中: $P = c_v^2 \sec \sqrt{\frac{\pi a}{w}} \sin^2 \gamma \cos^2 \gamma$, $G = Na^2/V$, $P_5 = M^2 P_1 + P_2 + P_3 + P_4$.

这里,定义 G 为节理密度^[8].Kemeny^[8] 和 Bruner^[17] 提出了修正自洽方法,即岩体中依次添加单条节理,每次节理添加后对应的岩体弹性模量是一个变化值,从第一条节理添加前的岩石弹性模型 E 变化到最后一条节理添加完毕后对应的岩体名义弹性模量 E^* .对式(20)以 G 为变量进行微分,并以 E^* 代替 E ,得以下方程和相应的初始条件:

$$\frac{dE^*}{dG} = -T(1 - D'_1)P\pi E^* - \frac{2TP_5}{c^2\sigma^2}(1 - D'_1)E^*, \quad (21)$$

$$E^*(0) = E(1 - D'_1). \quad (22)$$

根据式(21)、(22)的解,可得 3 种复合损伤的损伤变量表达式:

$$D = 1 - (1 - D'_1)\exp(-T(1 - D'_1)PG\pi - \frac{2TP_5}{c^2\sigma^2}G(1 - D'_1)). \quad (23)$$

2.3 宏观损伤变量的的张量化

由于宏观节理及其损伤演化具有各向异性,因

$$D = \begin{cases} 1 - \exp(-Te_1P\pi G), & \text{加载初期}(F < F_s(1 - D'_1), K_I < K_{IC}); \\ 1 - (1 - D'_1)\exp(-Te_1(1 - D'_1)PG\pi), & \text{加载中期}(F \geq F_s(1 - D'_1), K_I < K_{IC}); \\ 1 - (1 - D'_1)\exp(-Te_1(1 - D'_1)PG\pi - \frac{2Te_2P_5}{c^2\sigma^2}G(1 - D'_1)), & \text{加载后期}(F \geq F_s(1 - D'_1), K_I \geq K_{IC}). \end{cases} \quad (27)$$

式中: e_1 和 e_2 分别为初始节理和节理演化损伤计算得出的应力作用方向标量值,根据式(24)~(26)计算; F_s 为完整岩石屈服强度.

3 算例分析

为验证本文所建模型的合理性和有效性,采

此需要对应力作用方向上的损伤进行张量化,本文采用 Toshikazu 等^[18] 的方法进行张量化.

1) 对于单组非贯通节理,根据图 1,设非贯通节理的法向向量为 $\mathbf{n}$,则有

$$\mathbf{e} = \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} = \begin{bmatrix} \sin^2\gamma & \sin\gamma\cos\gamma \\ \sin\gamma\cos\gamma & \cos^2\gamma \end{bmatrix}. \quad (24)$$

2) 对于多组非贯通节理张量的计算方法:设有 W 组节理,法向向量为 $\mathbf{n}^i(i=1,2,\dots)$,则

$$\mathbf{e}^i = \mathbf{n}^i \otimes \mathbf{n}^i, \quad (25)$$

$$\mathbf{e}_{ij} = \frac{1}{W} \sum_{b=1}^W \mathbf{e}_{ij}^b \quad (i,j=1,2,3,\dots) \quad (26)$$

2.4 复合损伤方程

岩体损伤分为 3 个阶段:加载初期为初始节理宏观损伤;加载中期为初始节理损伤和细观损伤的复合;加载后期为初始节理损伤、细观损伤、节理演化损伤的复合.根据式(23)可得不同加载阶段的复合损伤变量表达式:

用杨圣奇等^[19] 断续非贯通节理脆性大理岩的室内试验成果进行对比分析,鉴于研究三维断裂问题存在一定困难,可将三维问题概化为二维问题进行研究,文献[19]中节理个数概化后的平面模型见图 3.

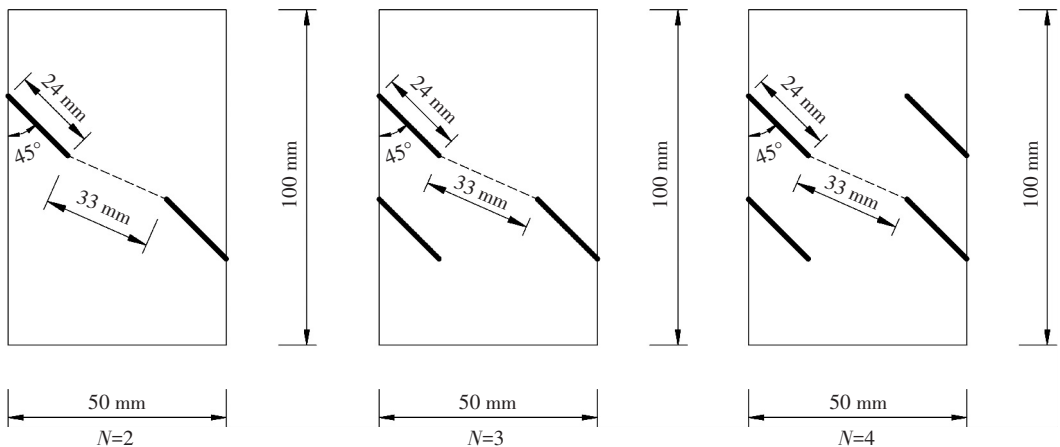


图 3 二维概化模型

Fig.3 Two-dimensional generalized model

根据文献[19]完整岩石应力应变曲线可以看出,单轴压缩初期,存在明显的压密段.为更直观地证明模型的合理性,对室内试验曲线进行修正,方法为室内试验应力应变曲线减去压密段引起的附加应

变,得到修正后室内试验应力应变曲线.脆性大理岩的粘聚力为 31.64 MPa,内摩擦角为 22.5°,泊松比为 0.25,根据修正后的完整岩石应力应变曲线,由式(9)~(10)计算得出细观损伤最优参数为 $m =$

11.359, $F_0 = 69.13$, $\eta = 0.997$.

文献[19]中预制节理中填充有软石膏,故按闭合节理处理,根据 Toshikazu 等^[18]提出的试算方法,得到传剪折减系数 $c_v = 0.46$. 加载初期,预制节理的夹角为 45° ,可得初始节理的二阶对称张量为

$$e_{ij} = \begin{bmatrix} 0.5 & 0.5 \\ 0.5 & 0.5 \end{bmatrix}.$$

根据初始节理的二阶对称张量和式(27)计算加载初期的宏观损伤变量 D ,再由式(12)计算可得不同节理个数的等效弹性模量,图4给出初始损伤体弹性模量随节理个数的变化曲线.

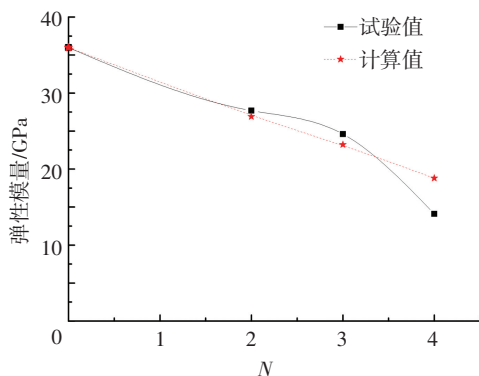


图4 弹性模量对比曲线

Fig.4 Correlation curve of the elastic modulus

由文献[19]试验结果可看出,节理岩体荷载峰值前出现应力下坠点,可认为此时节理开始损伤演化^[19-20],且节理演化长度保持不变^[19-20];由于文献[19]中没有岩体的断裂韧度,根据文献[19]的试验结果和文献[21]的研究成果,取文献[19]中岩体的受压 I 型断裂韧度为 $6.96 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$;根据节理演化的起裂角 70.5° ,可得节理演化引起的二阶对称张量为

$$e_{ij} = \begin{bmatrix} 0.81 & 0.39 \\ 0.39 & 0.19 \end{bmatrix}.$$

随着轴向应力的下坠,岩体的损伤为细观、初始节理、节理扩展演化 3 种损伤的复合.节理的起裂长度,可根据 I 型断裂韧度由式(18)计算得出.根据损伤变量的定义,岩体的荷载峰值强度为

$$\sigma_c = E(1 - D)\varepsilon_c. \quad (28)$$

图5给出荷载峰值随节理个数的变化曲线.由图4、5可知, N 为 2、3 和 4 的岩体,室内试验与理论计算的弹性模量、荷载峰值均有较好的吻合度,由此可证明本文损伤变量理论值的正确性.

根据式(12)和式(27)分别计算考虑节理损伤演化和未考虑节理损伤演化的理论应力应变曲线,并与室内试验曲线、修正的室内试验曲线进行对比,这里给出 $N=2$ 的拟合结果,见图6.

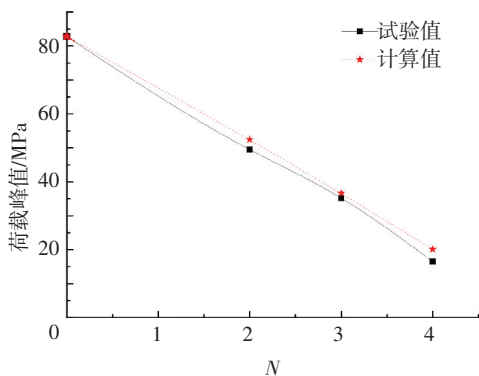


图5 荷载峰值曲线

Fig.5 The peak load curve

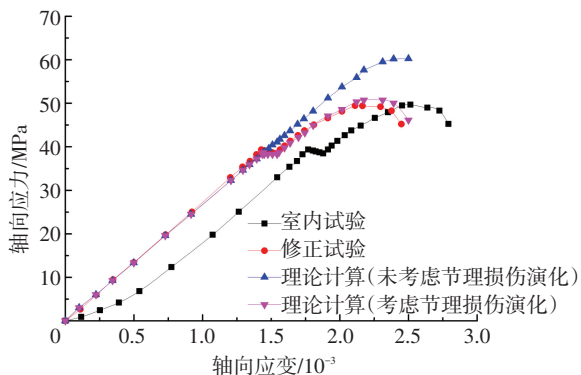


图6 室内试验与计算结果对比

Fig.6 Comparison of experiment and calculation results

由图6可看出,室内试验显示节理岩体荷载峰值前出现了明显的应力低落,考虑节理损伤演化的理论曲线较好地拟合了修正后室内试验结果.分析认为,节理损伤演化会引起损伤变量增加,岩体弹性模量的降低,对其力学特性有重要影响.

4 结 论

本文针对非贯通闭合节理岩体,从附加应变能增量和损伤应变能释放量相关联的思路出发,基于 Betti 能量互易定理,采用修正自洽方法推导岩体单轴压缩不同受力阶段的复合损伤本构模型:

1) 将本文模型的理论计算结果与室内试验结果进行对比分析,本文模型的理论计算结果与室内试验结果规律一致,随着节理个数的增加,初始弹性模量和荷载峰值均呈下降趋势,下降幅度较为一致;节理的损伤演化对岩体的力学特性有重要影响,考虑节理损伤演化的理论应力应变曲线和荷载峰值与室内试验结果更为吻合,有效验证了本文复合损伤本构模型的正确性和合理性.

2) 岩体断裂韧度根据远场应力计算求得,并不完全准确.同时,由于峰后节理损伤演化轨迹的复杂性,需要对峰后节理演化以及有限边界的有效应力强度因子理论做进一步探索,以得到更为精确的结果;本文假设岩体中的细观损伤依然符合统计损伤

模型,更为准确的含节理岩体细观损伤模型有待进一步研究.

参考文献

[1] 卢志堂,王志亮. 近场动力学法频散特性及其在岩石层裂分析中应用[J].哈尔滨工业大学学报,2016,48(2):131-137. DOI: 10.11918/j.issn.0367-6234.2016.02.022.

LU Zhitang, WANG Zhiliang. Dispersion characteristics of peridynamics method and its application [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, 48(2): 131-137. DOI: 10.11918/j.issn.0367-6234.2016.02.022.

[2] WEIBULL W. A statistical distribution function of wide applicability. Journal of Applied Mechanics[J].1951,18:293-297.

[3] WANG Zhiliang, LI Yongchi, WANG J G. A damage-softening statistical constitutive model considering rock residual strength[J]. Computers & Geosciences,2007,3:1-9.

[4] 曹文贵,张升,赵明华.软化与硬化特性转化的岩石损伤统计本构模型之研究[J].工程力学,2006,23(11):110-115.

CAO Wengui, ZHANG Sheng, ZHAO Minghua. Study on a statistical damage constitutive model with conversion between softening and hardening properties of rock [J]. Engineering Mechanics,2006,23(11):110-115.

[5] KYOYA T, ICHIKAWA Y, KAWAMOTO T A. Damage mechanics theory for discontinuous rock mass [C]//5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck: [s. n.], 1985: 469-480.

[6] CHEN Xin, ZDENEK P B. Microplane damage model for jointed rock masses[J]. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics,2014,38(14):1431-1452.

[7] 陈文玲,李宁.含非贯通裂隙岩体介质的损伤模型[J].岩土工程学报,2000,22(4):430-434

CHEN Wenling, LI Ning. Damage model of the rock mass medium with intermittent cracks [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2000,22(4):430-434.

[8] KEMENY J. Effective moduli, non-linear deformation and strength of a cracked elastic solid[J]. Int.J. Rock. Mech. Min, 1986, 23(2): 107-118.

[9] 曹瑞琅,贺少辉,韦京,等.基于残余强度修正的岩石损伤软化统计本构模型研究[J].岩土力学,2013,34(6):1652-1660. DOI: 10.16285/j.rsm.2013.06.018.

CAO Ruilang, HE Shaohui, WEI Jing, et al. Study of modified statistical damage softening constitutive model for rock considering residual strength [J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(6): 1652-1660. DOI:10.16285/j.rsm.2013.06.018.

[10] 张明,王菲,杨强.基于三轴压缩试验的岩石统计损伤本构模型[J].岩土工程学报,2013,35(11):1965-1971.

ZHANG Ming, WANG Fei, YANG Qiang. Statistical damage constitutive model for rocks based on triaxial compression tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2013,35(11):1965-1971.

[11] 袁小清,刘红岩,刘京平. 基于宏细观损伤耦合的非贯通裂隙岩体本构模型[J]. 岩土力学,2015,36(10):2804-2813. DOI:10.16285/j.rsm.2015.10.009.

YUAN Xiaoqing, LIU Hongyan, LIU Jingping. Constitutive model of rock mass with non-persistent joints based on coupling macroscopic and mesoscopic damages[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(10):2804-2813. DOI:10.16285/j.rsm.2015.10.009.

[12] ISIDA M. On the tension of a strip with a central elliptical hole[J]. Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineering, 1955, 21(107): 507-518.

[13] KEMENY J M, COOK N G W. Micromechanics of deformation in rocks[J].Toughening Mechanisms in Quasi-Brittle Materials,1991, 195:155-188.

[14] HORII S, NEMAT N. Estimate of stress intensity factor for interacting cracks [J]. In Advances in Aerospace Structures, materials and dynamics,1983,6:111-117.

[15] HORII S, NEMAT N. Brittle failure in compression: splitting, faulting and brittle-ductile transition [J]. Phil. Mathematical and Physical Sciences,1986,319(1549): 319,337-374.

[16] PAUL S. Crack extension under compressive loading [J]. Engineering Fracture Mechanics.1984, 3: 463-473.

[17] BRUNER W M. Comment on seismic velocities in dry and saturated cracked solids by Oconnell budiansky[J]. Geophys Res,1976,81: 2573-2576.

[18] TOSHIKAZU K, YASUAKI I, TAKASHI K. Deformation and fracturing behavior of discontinuous rock mass and damage mechanics theory [J]. International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics, 1988,12(1): 1-30.

[19] 杨圣奇,戴永浩,韩立军,等. 断续预制裂隙脆性大理岩变形破坏特性单轴压缩试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(12):2391-2404.

YANG Shengqi, DAI Yonghao, HAN Lijun, et al. Uniaxial compression experimental research on deformation and failure properties of brittle marble specimen with pre-existing fissures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(12):2391-2404.

[20] 杨圣奇. 断续三裂隙砂岩强度破坏和裂纹扩展特征研究[J]. 岩土力学,2013,34(1):31-39. DOI:10.16285/j.rsm.2013.01.009.

YANG Shengqi. Study of strength failure and crack coalescence behavior of sandstone containing three pre-existing fissures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(1): 31-39. DOI: 10.16285/j.rsm.2013.01.009.

[21] 崔智丽.岩石类材料中心裂纹圆盘试件动态断裂韧性测试系统的动力学有限元分析及测试方法的研究[D].安徽:安徽理工大学,2011.

CUI Zhili. Research on dynamics finite element analysis and testing methods of dynamic fracture toughness test system of central cracked circular disk specimen of rock [D]. Anhui: Anhui University of Science and Technology,2011.

(编辑 赵丽莹)