

基于内聚力单元的土石混合体细观数值方法

张 佩¹, 杨承儒¹, 侯世伟², 杜修力³

(1. 北京建筑大学 土木与交通工程学院, 北京 102616; 2. 沈阳建筑大学 土木工程学院, 辽宁 沈阳 110168;

3. 北京工业大学 城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘 要: 土石混合体是一种由强度较高的块石和强度较低的土体基质组成的非均质材料, 荷载作用下其细观组分具有复杂的相互作用。结合土石混合体的细观结构特征, 将土体与块石界面以及土体基质内部视为材料的薄弱位置, 基于内聚力模型描述该薄弱位置的裂缝萌生、扩展及断裂, 编制内聚力单元插入程序, 进而结合材料直剪试验结果, 分别给出土体基质内部内聚力单元与土石界面内聚力单元的材料参数确定方法, 发展了基于内聚力模型的土石混合体细观数值方法。在此基础上, 开展不同细观结构的土石混合体双轴压缩数值试验, 结合内聚力单元失效状态, 明确不同细观因素对材料宏观力学特性的影响规律。结果表明: 内聚力单元剪切方向最大允许名义应力可由直剪试验荷载位移曲线峰值剪切应力确定, 最大有效位移可由最大剪切位移的 1/5 进行确定, 切向摩擦系数可由残余剪切应力与法向应力的比值确定。建立的基于内聚力单元的土石混合体细观数值方法, 可较好地描述材料的力学特性和变形规律, 特别是能反映出低围压下的材料应变软化行为。

关 键 词: 土石混合体; 内聚力模型; 细观数值方法; 界面力学行为; 应变软化

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2025) 05-1620-12

A mesoscopic numerical method for simulating soil-rock mixture based on cohesive zone element

ZHANG Pei¹, YANG Cheng-ru¹, HOU Shi-wei², DU Xiu-li³

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 102616, China;

2. School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, Liaoning 110168, China;

3. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: The soil-rock mixture is a heterogeneous material consisting of high-strength rocks and a low-strength soil matrix, with complex interactions among its mesoscopic components under loading. Considering the mesoscopic structural characteristics, the interface between soil and rock, as well as the interior of the soil matrix, are identified as the material's weak points. Using the cohesive model, the initiation, expansion, and fracture of cracks at weak points are described, and a cohesive element insertion program is developed. Subsequently, using the results of direct shear tests, the material parameters for the cohesive elements in the soil matrix and at the soil-rock interface are determined. A mesoscopic numerical method for soil-rock mixtures based on the cohesive model is then established. Based on this, biaxial compression numerical tests on soil-rock mixtures with varying mesoscopic structures were conducted. The influence of different mesoscopic factors on mechanical properties was clarified by analyzing the failure state of cohesive elements. Results indicate that the maximum nominal stress in shear direction of cohesive elements can be determined by the peak shear stress of the load-displacement curve in direct shear tests. The maximum effective displacement is determined by one-fifth of the maximum shear displacement, and the tangential friction coefficient is calculated by the ratio of residual shear stress to normal stress. The numerical method based on cohesive elements can effectively describe the mechanical properties and deformation behavior of soil-rock mixtures, particularly for the strain softening behavior under low confining pressure.

Keywords: soil-rock mixture; cohesive zone model; a mesoscopic numerical method; mechanical behavior of interface; strain softening

收稿日期: 2024-09-09

录用日期: 2025-03-10

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 51908023, No. 52025084); 北京市自然科学基金项目 (No. 8232007); 北京市教委科研项目——科技计划一般项目 (No. KM202310016013); 北京建筑大学金字塔人才培养工程项目 (No. JDYC20200312)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51908023, 52025084), the Natural Science Foundation of Beijing (8232007), the Science and Technology General Project of Beijing Municipal Education Commission (KM202310016013) and the Pyramid Talent Cultivation Project of Beijing University of Civil Engineering and Architecture (JDYC20200312).

第一作者简介: 张佩, 女, 1988 年生, 博士, 副教授, 主要从事隧道与地下工程领域研究。E-mail: zhangpei@bucea.edu.cn

通讯作者: 侯世伟, 女, 1982 年生, 博士, 副教授, 主要从事岩土防灾减灾等方面研究。E-mail: houshiwei@sjzu.edu.cn

1 引言

土石混合体是由强度较高的块石与强度较低的土体基质所组成的不均匀松散岩土材料^[1-3]，其在隧道、边坡等工程地质中广泛分布。由于土石混合体细观组分间的物理力学性质差异较大，其具有明显的细观结构以及复杂的材料界面行为。

当采用数值方法开展土石混合体力学特性研究时，目前常采用的数值方法包含宏观方法和细观方法两大类。在宏观数值方法方面，研究者通常将土石混合体视为均匀介质材料，采用非线性弹性本构模型或弹塑性本构模型描述其力学行为，并结合数值软件将本构模型数值化，进而分析土石混合体的强度与变形特性^[4-6]。然而，该方法忽视了土石混合体内部的细观结构，难以精确地反映出荷载作用下内部细观结构对剪切路径的影响。

在细观数值方法方面，主要包含细观有限元法与离散元法两类，其通过建立可反映颗粒级配、块石形状和空间分布的土石混合体数值模型，研究细观因素对土石混合体力学特性的影响。对于细观有限元法，研究人员利用数字图像技术^[7-9]、Monte-Carlo 原理^[10-12]和特定颗粒生成程序^[13-15]等手段，建立土石混合体细观模型。然而，由于考虑细观结构引起计算量增加，该方法通常采用简单的本构模型描述细观组分的力学行为，故而在描述应变软化行为时具有一定局限。对于离散元法，其将块石视为由颗粒组成的“粒聚”或“颗粒簇”，生成接近于真实块石形态的数值模型，从而分析细观因素对土石混合体力学性能与变形特征的影响^[16-17]。离散元法在模拟试样内部裂缝萌生、扩展时具有显著优势，但其颗粒接触参数需结合单元体试验反复试算确定，且该方法在处理大尺度工程问题时，较多的颗粒数量会显著增加计算成本。

近年来，基于内聚力模型的数值模拟方法被逐步用于均匀或复合材料裂缝萌生、扩展、断裂与破碎过程的研究中^[18-23]。该方法结合了连续与非连续数值方法的优点，在模拟材料变形破裂与相互作用时具有显著优势。目前该方法在土石混合体中的应用较少，且多集中于强胶结土石混合体中，而在弱胶结土石混合体（如砂卵石土）中鲜有报道。

结合土石混合体的细观结构特征，考虑土体基质内部界面与土石界面对材料力学特性的影响，编制内聚力单元插入程序；分别给出土体基质内部内聚力单元与土石界面内聚力单元材料参数的确定方法，建立基于内聚力模型的土石混合体细观数值方

法，进而基于建立的细观数值方法，开展土石混合体细观数值试验，明确不同细观因素对其细观力学特性的影响。

2 内聚力模型基本原理

内聚力模型由 Barenblatt^[22]和 Dugdale^[23]提出，通过给出单元间法向与切向的力学行为，来描述复合材料界面以及材料内部的裂纹扩展。在二维情况时，内聚力模型的单元类型采用无厚度的平面四节点单元，如图 1 所示，其长度依附于其相邻的三角形单元，初始厚度为 0。

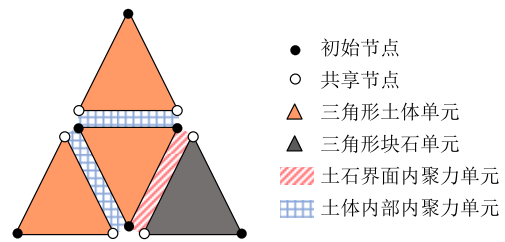


图 1 网格拓扑结构
Fig.1 Grid topology structure

对于内聚力单元，可采用图 2 的双线性牵引-分离本构模型描述其应力-位移关系，包含弹性阶段和损伤阶段两部分，当内聚力单元处在弹性阶段时，其应力与位移关系可以表示为

$$\left. \begin{aligned} t_n &= k_{n0} \langle \delta_n \rangle \\ t_s &= k_{s0} \delta_s \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中： t_n 为受拉方向的名义应力； k_{n0} 为法向刚度值； δ_n 为法向相对位移； t_s 为剪切方向的名义应力； k_{s0} 为切向刚度值； δ_s 为切向相对位移；Macaulay 括号 $\langle \rangle$ 定义如下：

$$\langle \delta_n \rangle = \begin{cases} 0, & (\delta_n < 0) \\ \delta_n, & (\delta_n \geq 0) \end{cases} \quad (2)$$

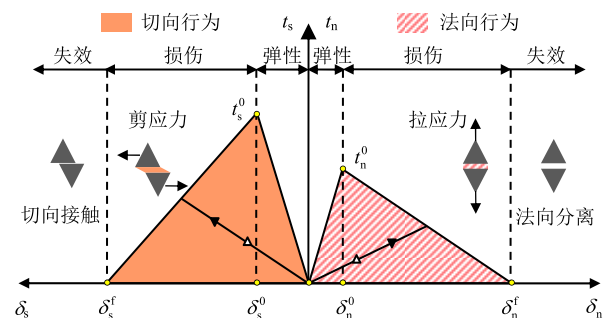


图 2 内聚力单元双线性模型本构关系
Fig.2 Bilinear constitutive law for cohesive element

当内聚力单元受拉方向名义应力与剪切方向名义应力满足下式时, 内聚力单元开始发生损伤:

$$\left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_s}{t_s^0} \right\}^2 = 1 \quad (3)$$

式中: t_n^0 为受拉方向最大允许名义应力; t_s^0 为剪切方向最大允许名义应力。图 2 中 δ_n^0 为 t_n^0 对应的法向相对位移, δ_s^0 为 t_s^0 对应的切向相对位移, δ_n^f 为仅有拉伸行为且完全破坏时的有效位移, δ_s^f 为仅有剪切行为且完全破坏时的有效位移。

内聚力单元损伤后, 刚度出现退化, 其退化规律为

$$k_n = \begin{cases} (1-D)k_{n0}, & t_{n0} \geq 0 \\ k_{n0}, & t_{n0} < 0 \end{cases} \quad (4)$$

$$k_s = (1-D)k_{s0}$$

式中: k_n 、 k_s 分别为内聚力单元损伤后的法向与切向刚度值; D 为损伤因子, 其为有效位移 δ_m 的函数:

$$D = \frac{\delta_m^f (\delta_m^{\max} - \delta_m^0)}{\delta_m^{\max} (\delta_m^f - \delta_m^0)} \quad (5)$$

$$\delta_m = \sqrt{\langle \delta_n \rangle^2 + \delta_s^2} \quad (6)$$

式中: δ_m^0 为损伤起始时的有效位移; δ_m^f 为完全破坏时的有效位移; $\delta_m^{\max}$ 为加载过程中最大有效位移。由式 (5) 可以看出, 损伤因子 D 随有效位移增加从 0 到 1 单调递增, 当损伤因子增加至 1 后, 内聚力单元被删除, 其所在位置两侧的实体单元单元发生断裂, 产生非线性接触。

3 土石混合体中内聚力单元的实现

3.1 数值实现流程

土石混合体是由土体基质、块石以及孔隙所组成的多相材料。当采用细观有限元方法开展其力学行为分析时, 可将其视为由土体基质和块石所组成的两相介质。相对于块石, 土体与块石界面以及土体基质内部为材料的薄弱位置。鉴于此, 本文暂不考虑块石自身的破碎行为, 仅在土体基质内部与土石界面位置处插入内聚力单元。

在土石混合体随机有限元模型的基础上, 基于 Python 语言, 编写内聚力单元插入程序, 具体流程如图 3 所示, 图中 i 、 j 均为程序循环计数。首先, 明确内聚力单元插入区域, 即土体基质范围, 建立土体单元与节点数据库; 其次, 结合有限元网格, 在原有节点处增加具有相同坐标的新节点, 生成内聚力单元; 最后, 根据土体节点编号, 区分土石界面插入区域与土体内部插入区域, 明确内聚力单元

分类, 生成包含内聚力单元信息的 inp 文件。在二维情况中, 4 节点内聚力单元 (COH2D4 单元) 的生成过程如图 4 所示。图 5 为内聚力单元的插入结果。

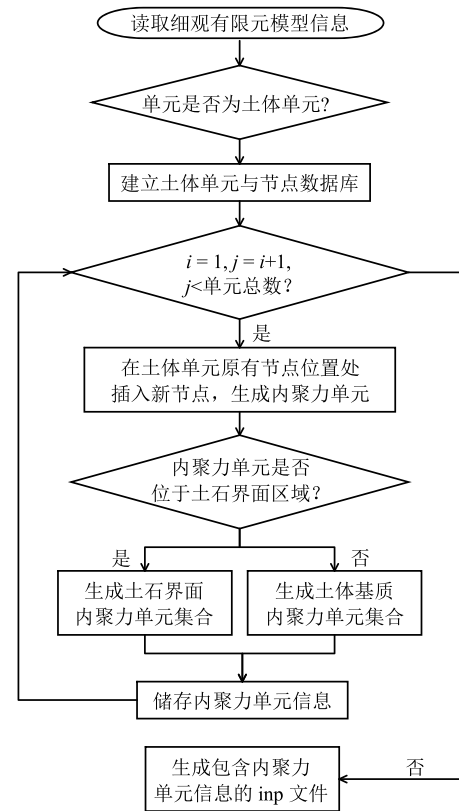


图 3 内聚力单元插入程序

Fig.3 Insertion program of cohesive element

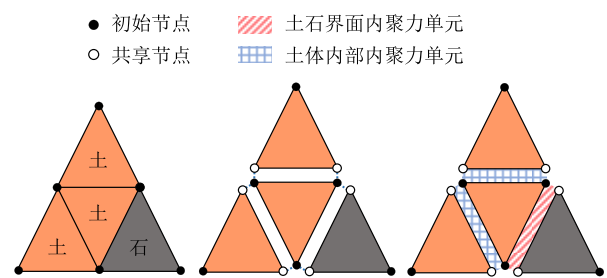
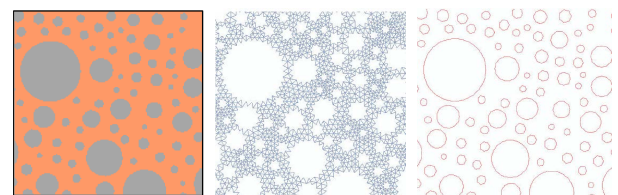


图 4 内聚力单元生成原理

Fig.4 Insertion principle of cohesive elements



(a) 土石混合体
细观有限元模型

(b) 土体基质
内聚力单元

(c) 土石界面
内聚力单元

图 5 内聚力单元插入结果

Fig.5 Results of cohesive element insertion

3.2 内聚力单元参数确定方法

土石与土体基质典型的界面力学行为可由图 6 进行描述,其包含弹性阶段、软化阶段和稳定阶段。对于弹性阶段与软化阶段,可采用内聚力单元的双线性本构模型进行表征;对于稳定阶段,其残余剪切应力可采用内聚力单元失效后两侧实体单元的摩擦行为来表征。对于土石界面力学行为,可结合土体基质与块石直剪试验明确;对于土体基质内部界面力学行为,可结合土体基质直剪试验明确。

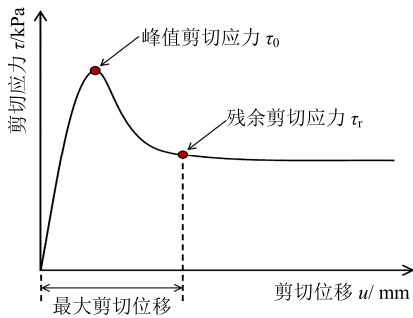


图 6 土石界面或土体基质直剪试验荷载-位移曲线
Fig.6 Shear test load-displacement curves of the soil-rock interface or soil

3.2.1 最大允许名义应力

剪切方向最大允许名义应力 t_s^0 和受拉方向最大允许名义应力 t_n^0 是双线性本构模型的两个关键参数。

对于土石界面和土体内部内聚力单元,其剪切方向最大允许名义应力与受拉方向最大允许名义应力分别采用相同的确定方法。对于剪切方向最大允许名义应力,可分别基于土石界面或土体基质自身的直剪试验,采用荷载位移曲线的峰值剪切应力确定。对于受拉方向最大允许名义应力,可基于土石界面或土体基质自身的直接拉伸试验,采用荷载位移曲线的峰值拉应力确定。

3.2.2 法向刚度与切向刚度

内聚力单元的刚度包含法向刚度 k_{n0} 与切向刚度 k_{s0} 两个参数。

关于法向刚度,国内外学者主要提出 3 种确定方法。①考虑界面位移协调条件,强天驰等^[24]对界面虚拟弹簧的法向刚度进行了推导,得到了法向刚度的理论解;②基于界面单元节点应力相等性条件,Turon 等^[25]考虑实体单元的弹性模量与网格尺寸,结合增大系数对法向刚度进行确定;③Willam 等^[26]认为内聚力单元法向刚度可将实体单元弹性模量放大 1 000 倍进行确定。考虑土体基质内部的位移协

调性条件,本文选择方法①对内聚力单元的法向刚度进行确定,计算公式如下所示:

$$k_{n0} = \frac{C(1-\mu)}{b(1+\mu)(1-2\mu)} E \quad (7)$$

式中: E 为实体单元的弹性模量; μ 为实体单元的泊松比; C 为常数,取值范围为 10~100; b 为单元节点的最小距离。

关于切向刚度,国内外学者通常将其与法向刚度的比值设定为 1:1,即切向刚度等于法向刚度^[17-19, 27-29]。

3.2.3 最大有效位移

由式(6)可知,有效位移 δ_m 是内聚力单元法向位移与切向位移的函数。当损伤因子 $D = 1$ 时,其值达到最大 δ_m^f 。对于土石混合体材料,土石界面或土体基质的法向抗拉强度接近于 0,故内聚力单元的法向位移趋近于 0,最大有效位移与最大剪切位移密切相关。此处,最大剪切位移指内聚力单元达到残余剪切应力时的剪切位移。基于土石界面或土体基质直剪试验,最大剪切位移可采用荷载位移曲线弹性段与软化段的位移之和进行确定。综合考虑法向位移对损伤因子的影响,本文将最大有效位移取为最大剪切位移的 1/5。

3.2.4 残余剪切应力

残余剪切应力 τ_r 是土体内部或土石界面在损伤后,强度趋于稳定时的应力大小。当内聚力单元发生损伤被删除后,其两侧的实体单元单元发生断裂,产生非线性接触。此时,可采用 Abaqus 中的通用接触来表征该残余剪切应力。

在设置通用接触关系时,将切向应力与法向应力的比值设置为恒定的摩擦系数。该摩擦系数可结合直剪试验结果残余剪切应力与法向应力的比值得出。由于土石混合体存在土体基质与土石两种界面,故摩擦系数的确定需考虑二者的综合影响。鉴于此,提出等效摩擦系数的计算公式:

$$\lambda = \frac{\lambda_r n_r + \lambda_s n_s}{n} \quad (8)$$

式中: λ 为等效摩擦系数; λ_r 为残余阶段土石界面摩擦系数; λ_s 为残余阶段土体基质摩擦系数; n 为界面单元总数; n_r 为土石界面单元数量; n_s 为土体基质界面单元数量。

4 细观数值方法验证

4.1 土石混合体细观有限元模型

基于涂义亮^[30]开展的土石混合体大型三轴试

验,对建立的考虑内聚力单元的土石混合体细观数值方法进行验证。选取质量含石量为 0%、40%和 59%的土石混合体试验工况,不同含石量工况的土石混合体颗粒级配曲线如图 7 所示。将粒径小于 5 mm 的颗粒视为土体基质,将粒径大于等于 5 mm 的颗粒视为块石。其中,块石按照其粒径划分为[5 mm, 10 mm)、[10 mm, 20 mm)、[20 mm, 40 mm)、[40 mm, 60 mm]共 4 个粒组。试样直径为 300 mm,高度为 600 mm。试验类型为固结排水试验,采用位移加载方式。试验围压 σ_3 分别为 100、200、400 kPa。

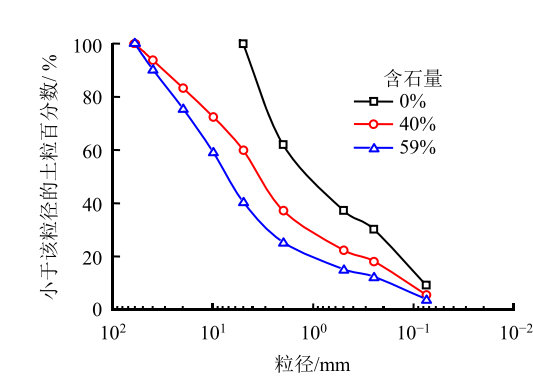


图 7 三种含石量土石混合体颗粒级配曲线^[30]
Fig.7 Grading curves of SRM with three rock contents^[30]

在建立土石混合体细观数值模型时,与文献[30]相同,将粒径大于等于 5 mm 的颗粒视为块石,采用 Uniform 函数均匀生成相应粒组的块石颗粒,进而基于蒙特卡洛方法将块石随机投放至土体基质内。图 8 所示含石量为 40%和 59%的土石混合体细观数值模型。试样顶部施加竖向位移 U_2 ,并将试样底部固定。

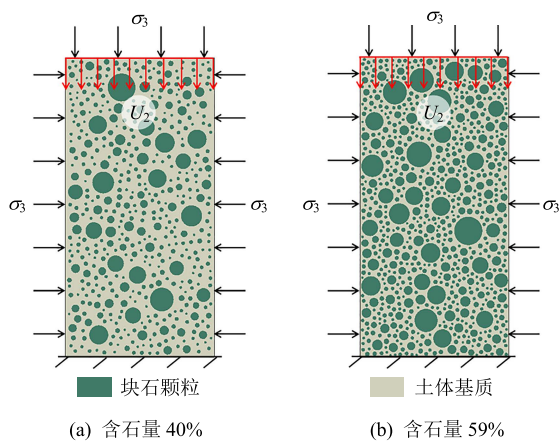


图 8 土石混合体细观数值模型
Fig.8 Mesoscale numerical model of soil-rock mixture

4.2 细观组分材料参数取值

对于土体基质,采用摩尔-库仑本构模型描述其力学行为,该模型包含内摩擦角 φ 、黏聚力 c 、弹性模量 E 和泊松比 μ 。其中, c 、 φ 值采用不同围压下土体基质三轴试验结果做莫尔圆确定,得到内摩擦角和黏聚力分别为 31° 和 21.38 kPa。通过三轴试验的偏应力-轴向应变曲线的初始斜率,得到不同围压 σ_3 下弹性模量,并将泊松比 μ 取值为 0.30。考虑砂土的剪胀特性,设定土体的剪胀角 ψ 为 5° 。根据文献[30],土体基质密度为 $1\,680\text{ kg/m}^3$ 。

对于块石,不考虑其破碎特征,采用线弹性本构材料描述其力学行为。基于岩石单轴抗压试验^[30],确定块石弹性模量为 3.53 GPa,泊松比为 0.20。根据文献[30],块石密度为 $2\,490\text{ kg/m}^3$ 。细观组分材料参数如表 1 所示。

表 1 细观组分材料参数

Table 1	Material parameters of mesoscale components						
细观组分	ρ /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	σ_3 /kPa	E /MPa	μ	c /kPa	φ /($^\circ$)	ψ /($^\circ$)
土体	1 680	100	8.48	0.30	21.38	31	5
		200	17.33				
块石	2 490	—	3 530	0.20	—	—	—

4.3 内聚力单元材料参数取值

针对土体基质内聚力单元材料参数,以 100 kPa 法向应力时为例,基于 Cai 等^[31]开展的砂土直接拉伸试验,确认其峰值拉应力为 1.22 kPa。基于杨大方^[32]开展的饱和粗砂单剪试验,确认其峰值剪切应力为 80.82 kPa。结合 3.2.3 节最大有效位移确定方法,得到其最大有效位移为 0.268 mm。结合 3.2.2 节刚度确定方法,土体基质弹性模量 $E = 8.48\text{ MPa}$,泊松比 $\mu = 0.3$,参数 C 取值为 10,土体基质网格最小尺寸 b 为 1.560 mm,从而确定单元法向刚度与切向刚度为 73.18 GPa。

针对土石界面内聚力单元材料参数,由于土石界面直剪试验数据较少,本文采用杨大方^[32]开展的饱和粗砂-混凝土直剪试验结果进行确定,得到其峰值剪切应力为 54.97 kPa,最大有效位移为 0.124 mm,并将峰值拉应力与土体基质取值相等。结合 3.2.2 节刚度确定方法,土体基质弹性模量 $E = 8.48\text{ MPa}$,泊松比 $\mu = 0.3$,参数 C 取值为 10,土石界面网格单元节点最小距离 $b = 2.187\text{ mm}$,从而确定土石界面法向刚度与切向刚度为 52.20 GPa。

不同工况的内聚力单元材料参数如表 2 所示。

表 2 土石混合体内聚力单元材料参数
Table 2 Material parameters of cohesive element for soil-rock mixture

含石量/%	σ_3/kPa	基质				界面			
		刚度 $/(\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1})$	受拉方向最大允 许名义应力/ kPa	剪切方向最大允 许名义应力/ kPa	有效位移 $/\text{mm}$	刚度 $/(\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1})$	受拉方向最大允 许名义应力/ kPa	剪切方向最大允 许名义应力/ kPa	有效位移 $/\text{mm}$
40	100	73.18	1.22	80.82	0.268	52.20	1.22	54.97	0.124
40	200	149.53	1.22	153.80	0.318	106.67	1.22	135.11	0.132
59	100	73.55	1.22	80.82	0.268	51.72	1.22	54.97	0.124
59	200	150.31	1.22	153.80	0.318	105.70	1.22	135.11	0.132

4.4 考虑内聚力单元的模拟结果

4.4.1 含石量为 40%

图 9 是围压 σ_3 为 100 kPa 和 200 kPa 下，考虑内聚力单元时，40%含石量土石混合体偏应力-轴向应变关系曲线。从图中可以看出，在 100 kPa 和 200 kPa 围压下，考虑内聚力单元时，细观数值模拟结果与试验结果吻合较好，能够合理地描述其应变软化特征。

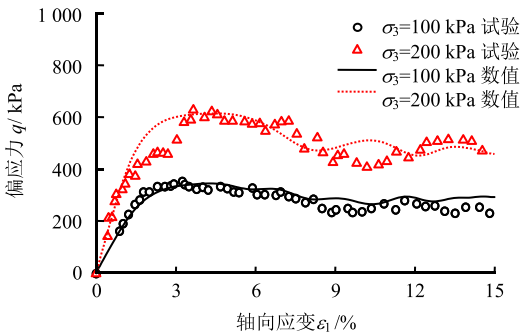


图 9 40%含石量土石混合体偏应力-轴向应变曲线
Fig.9 Deviatoric stress-axial strain curves of soil-rock mixture with 40% rock content

图 10 为 40%含石量、100 kPa 围压时土石混合体的变形发展过程。从图中可以看出，在轴向应变 ε_1 为 1.4%（图 10(a)）时，土石混合体内部开始出现裂纹，并随轴向应变的增大逐步发展，且主要分布在大粒径块石周围。当轴向应变为 4.1%（图 10(b)）

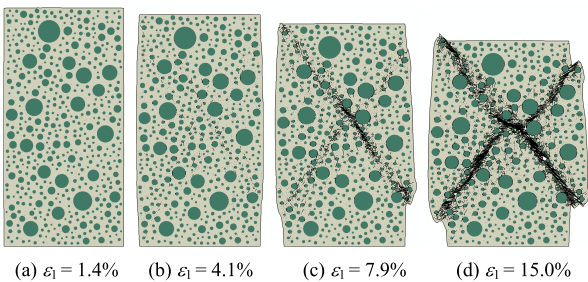


图 10 40%含石量土石混合体变形发展过程
Fig.10 Deformation development of soil-rock mixture with 40% rock content

时，土石混合体抗剪强度达到峰值。当轴向应变达到 7.9%（图 10(c)）时，试样出现宏观剪切带。当应变为 15.0%（图 10(d)）时，试样呈现明显的“X”型剪切破坏模式。

图 11 是含石量为 40%、围压为 100 kPa 条件下，土石混合体试样内聚力单元失效界面数与总界面数的比值、受拉破坏界面数与失效界面数的比值随轴向应变的演化规律。从图中可以看出，在试样变形过程中，失效界面数与总界面数的比值持续增加，且界面破坏模式始终以剪切破坏为主；受拉破坏界面数与失效界面数的比值初始保持为 0，在轴向应变 $\varepsilon_1 = 2.3\%$ 时突增至 0.36%，后迅速衰减并趋于稳定。对于试样偏应力-轴向应变关系曲线，可划分为 4 个阶段。当轴向应变小于 1.4%时（点 a），内聚力单元不发生破坏，抗剪强度随轴向应变增加呈近似线性增长。当轴向应变大于等于 1.4%且小于等于 4.1%时，局部内聚力单元发生破坏，且破坏速率随应变增大持续加快，导致试样强度增长速率显著下降，并在轴向应变为 4.1%时（点 b）达到峰值。当轴向应变大于 4.1%且小于 7.9%（点 c）时，内聚力单元破坏数量持续增大，试样表现出明显的应变软化行为，并形成宏观剪切带。当轴向应变处于大于

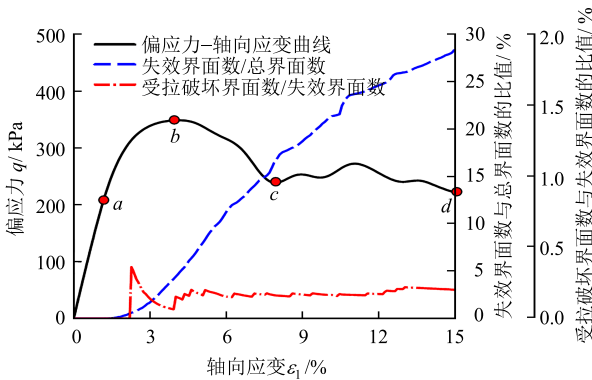


图 11 失效界面数与总界面数的比值、受拉破坏界面数与失效界面数的比值随轴向应变的变化（40%含石量）
Fig.11 Variation of the ratio of failure interfaces to total interfaces and the ratio of tension-failure interfaces to failure interfaces with the axial strain (40% rock content)

等于 7.9% 且小于等于 15.0% (点 d) 时, 内聚力单元的破坏数量仍在增加, 但破坏位置基本位于宏观剪切带附近, 破坏范围并未向试样其他位置扩展, 此时试样的剪切应力由剪切带内部的摩擦作用主导, 土石混合体的强度趋于稳定。

4.4.2 含石量为 59%

图 12 为不同围压下考虑内聚力单元时, 59% 含石量时土石混合体偏应力-轴向应变关系曲线。从图中可以看出, 在 100 kPa 和 200 kPa 围压下, 当含石量为 59% 时, 考虑内聚力单元时, 细观数值模拟结果与试验结果也吻合较好, 能够合理地描述其应变软化特征。图 13 为 59% 含石量、100 kPa 围压时土石混合体的变形发展过程。从图中可以看出, 在轴向应变为 0.6% (图 13(a)) 时, 土石混合体内部开始出现裂纹。在轴向应变为 2.8% (图 13(b)) 时, 试样抗剪强度达到峰值。当轴向应变为 9.1% (图 13(c)) 时, 试样出现宏观剪切带。当应变为 15.0% (图 13(d)) 时, 试样呈现“单一”型剪切破坏模式。

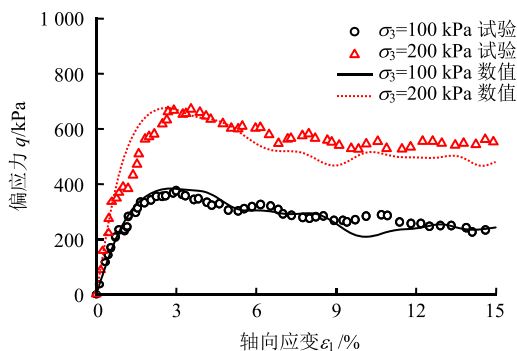


图 12 59% 含石量土石混合体偏应力-轴向应变曲线
Fig.12 Deviatoric stress-axial strain curves of soil-rock mixture with 59% rock content

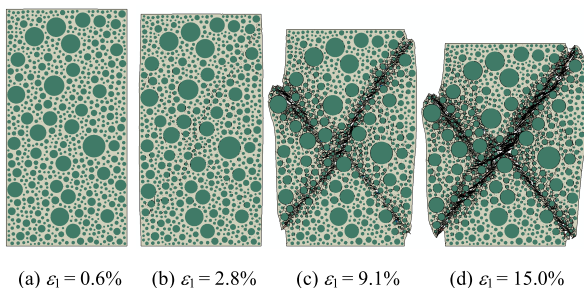


图 13 土石混合体变形发展过程 (59% 含石量)
Fig.13 Deformation development of soil-rock mixture (59% rock content)

图 14 为 59% 含石量、100 kPa 围压时, 内聚力单元失效界面数与总界面数的比值、受拉破坏界面

数与失效界面数的比值随轴向应变的演化规律。从图中可以看出, 在试样变形过程中, 失效界面数与总界面数的比值持续增加, 受拉破坏界面数与失效界面数的比值保持较小, 界面破坏模式始终以剪切破坏为主。当轴向应变小于 0.6% (点 a') 时, 内聚力单元不发生破坏, 试样剪切应力随轴向应变增加近似线性增加。当轴向应变大于等于 0.6% 且小于等于 2.8% (点 b') 时, 少量内聚力单元发生破坏, 试样剪切应力增幅显著降低。当轴向应变大于 2.8% 且小于等于 9.1% (点 c') 时, 大量内聚力单元发生破坏, 试样产生明显的应变软化特征。当轴向应变大于 9.1% 且小于等于 15.0% (点 d') 时, 内聚力单元失效数量增速减小, 试样宏观剪切带形成, 土石混合体强度趋于稳定。

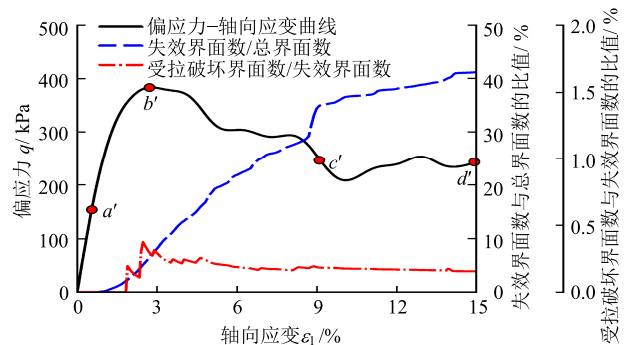


图 14 失效界面数与总界面数的比值、受拉破坏界面数与失效界面数的比值随轴向应变的变化 (59% 含石量)

Fig.14 Variation of the ratio of failure interfaces to total interfaces and the ratio of tension-failure interfaces to failure interfaces with the axial strain (59% rock content)

5 参数分析

基于建立的考虑内聚力单元的土石混合体细观数值方法, 开展不同细观因素的土石混合体细观数值模拟, 分析细观因素对材料力学特性的影响。为避免不同细观因素的耦合影响, 在开展数值模拟时, 采用变化单一因素的方式。

5.1 块石分布

采用随机分布形式, 建立 3 种块石分布形式的土石混合体模型。图 15 为围压 100 kPa 时, 50% 含石量土石混合体 3 种块石分布的偏应力-轴向应变曲线。从图中可以看出, 块石分布形式对曲线上升段没有影响, 但对其下降段有一定影响。分别以峰值强度和残余强度为例, 3 种分布形式下峰值强度分别为 387、381、377 kPa, 绝对差值最大为 10 kPa; 当应变为 15% 时, 3 种分布形式下残余强度分别为 287、282、339 kPa, 绝对差值最大值达 57 kPa。

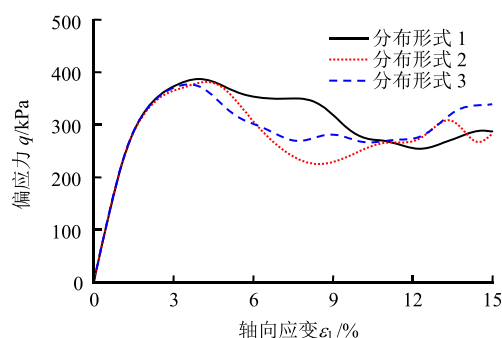


图 15 不同块石分布形式土石混合体偏应力-轴向应变曲线
Fig.15 Deviatoric stress-axial strain curves of soil-rock mixture with different distributions

图 16 和图 17 分别为土石混合体 3 种块石分布形式破坏模式和界面失效数与总数的比值、受拉破坏单元与失效单元的比值变化规律图。当试样内部界面受拉破坏形成裂缝后，将无法承担法向与切向荷载，进而影响其抗剪强度的发挥。从图中可以看出，3 种分布形式的内聚力单元破坏数量随着轴向应变增加区别较小，但分布形式 3 试样受拉破坏单元较分

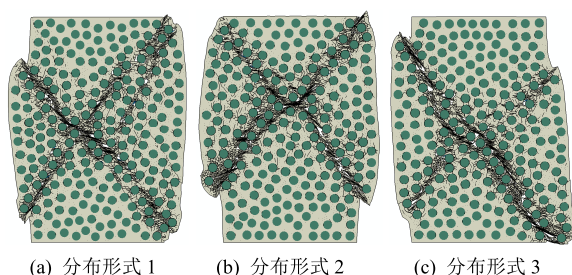


图 16 土石混合体三种块石分布形式的破坏模式
($\varepsilon_1 = 15\%$)

Fig.16 Failure models of soil-rock mixture with three kinds of rock distributions ($\varepsilon_1 = 15\%$)

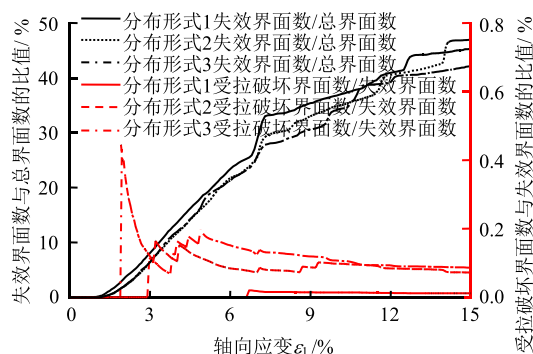


图 17 不同分布形式土石混合体失效界面数与总界面数的比值、受拉破坏界面数与失效界面数的比值变化规律

Fig.17 Variation of the ratio of failure interfaces to total interfaces and the ratio of tension-failure interfaces to failure interfaces of different distributions

布形式 1 试样和分布形式 2 试样出现较早，且数量也多于分布形式 1 试样和分布形式 2 试样，故分布形式 3 试样抗剪强度略小。分布形式 1 试样受拉破坏单元出现最晚，且失效比例小于分布形式 2 试样和分布形式 3 试样，故其峰值强度最大，且到达峰值强度后的软化速率小于分布形式 2 试样和分布形式 3 试样。

5.2 含石量

图 18 是围压为 100 kPa 时，不同含石量 R_c 的土石混合体偏应力-轴向应变曲线。所有试样的块石粒径均为 20 mm，质量含石量 R_c 分别为 0%、10%、20%、30%、40%、50%、60%和 70%。从图中可以看出，含石量对试样偏应力-轴向应变曲线具有显著影响，峰值强度与初始弹性模量均发生了显著变化。

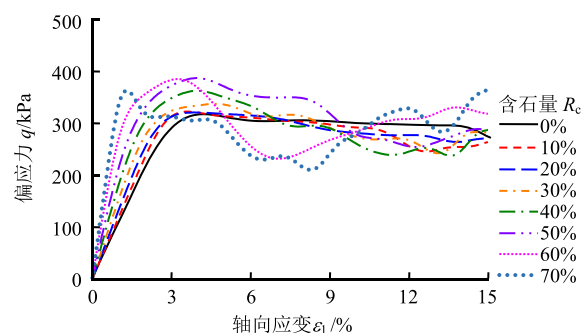


图 18 不同含石量土石混合体偏应力-轴向应变曲线
Fig.18 Deviatoric stress-axial strain curves of soil-rock mixture with different rock contents

不同含石量下的峰值强度 q_m 和初始弹性模量 E_0 如图 19 所示。从图 19 中可以看出，峰值强度随含石量增加呈“S”型三阶段变化特征，与唐建一[33]、

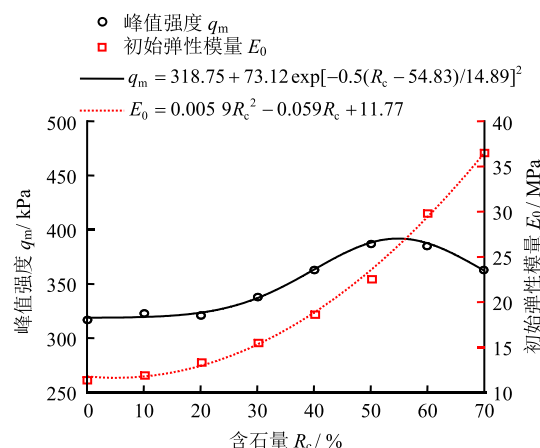


图 19 不同含石量 R_c 下的峰值强度 q_m 和初始弹性模量 E_0
Fig.19 Peak strength q_m and initial elastic modulus E_0 of SRMs under different rock contents of R_c

Wang^[34]、Jiang^[35]等的试验规律一致。当含石量小于 20% 时, 峰值强度基本不变, 与土体基质抗剪强度相近, 大小为 317 kPa。当含石量从 20% 增加到 50% 时, 峰值强度线性增加, 其值由 321 kPa 增大至 387 kPa, 并在 50% 含石量时到达峰值; 当含石量 R_c 从 50% 增加到 70% 时, 峰值强度减小, 其值由 387 kPa 减小至 363 kPa。对于初始弹性模量, 其随含石量增加呈二次抛物线型增加趋势。当含石量从 0% 增加至 70% 时, 初始弹性模量由 11.4 MPa 增加至 36.7 MPa。

含石量对土石混合体强度的影响源于试样内部传力结构形式的变化。对于土石混合体材料, 荷载由土体基质和块石骨架结构共同承担。当含石量小于 20% 时, 块石数量较少, 难以形成块石骨架结构, 外荷载主要由土体基质承担。峰值强度随含石量基本不发生变化。当含石量大于等于 20% 时, 试样内部逐渐形成块石骨架结构, 且其骨架结构随含石量增加逐步完善, 承载能力不断提高, 故峰值强度和初始弹性模量均随含石量的增加而不断增加。当含石量大于 50% 时, 荷载主要由块石骨架承担, 块石骨架的结构完整性随着含石量的增大持续完善, 故初始弹性模量持续增大。随着含石量的进一步增大, 土体基质被块石分割成不连续区域, 应力路径传递的连续性降低, 局部应力集中现象更易发生, 整体强度由薄弱区域控制, 故峰值强度降低。

图 20 为不同含石量下的土石混合体破坏模式。从图中可以看出, 不同含石量下, 试样破坏模式存在一定差异。对于土体基质, 其破坏模式呈对称交叉型剪切带。当试样中存在块石时, 其破坏模式呈非对称破坏现象, 且主剪切带宽度随含石量增加而

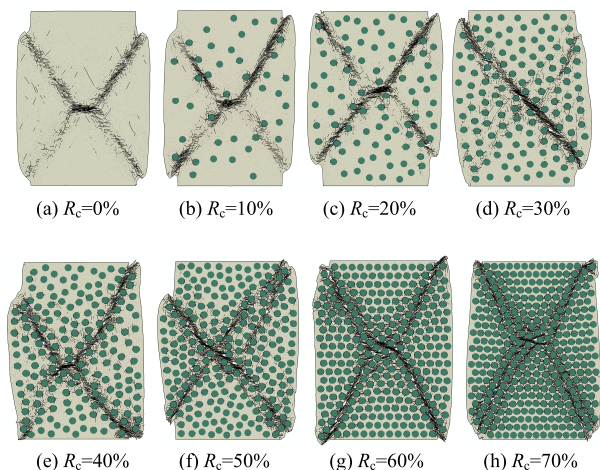


图 20 基质与不同含石量土石混合体破坏模式 ($\varepsilon_1 = 15\%$)
Fig.20 Failure models of soil matrix and soil-rock mixture specimens under different rock contents ($\varepsilon_1 = 15\%$)

增大。当在土体基质中加入块石, 土石界面为应力集中位置, 试样内部微裂缝易在土石界面生成, 并逐步发展为宏观剪切带。随着含石量的增加, 土石界面增多, 块石逐渐主导了剪切路径的发展。

5.3 粒径尺寸

图 21 为 100 kPa 围压时, 不同块石粒径 D_r 的土石混合体偏应力-轴向应变曲线。块石粒径分别为 15、20、25、30、40、50 mm, 质量含石量均为 50%。从图中可以看出, 粒径尺寸对土石混合体应力-应变曲线具有显著影响, 试样峰值强度发生显著变化。不同块石粒径下的峰值强度和初始弹性模量如图 22 所示。从图中可以看出, 随着块石粒径的增加, 峰值强度呈线性减小, 而初始弹性模量基本不发生变化, 此现象与 Cheng^[36]、Kang^[37]、杨忠平^[38]等的研究规律一致。当块石粒径从 15 mm 增加到 50 mm, 峰值强度从 404 kPa 减小到 342 kPa。

在相同含石量下, 随着块石粒径的增加, 块石的数量减小。取试样内部某一截面, 则此截面上块石面积占比随块石粒径增大而减小。由于块石强度大于土体基质强度, 则该截面承担的外荷载随块石面积占比减小而减小。因此, 随着块石粒径的增大,

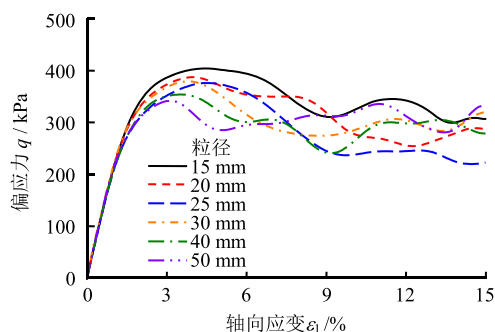


图 21 不同块石粒径的土石混合体偏应力-轴向应变曲线
Fig.21 Deviatoric stress-axial strain curves of soil-rock mixture with different rock sizes

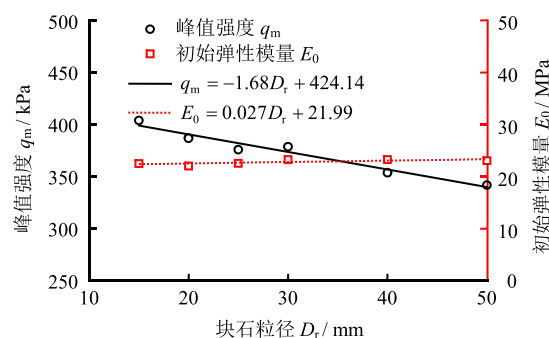


图 22 不同块石粒径 D_r 下的峰值强度 q_m 与初始弹性模量 E_0
Fig.22 Peak strength q_m and initial elastic modulus E_0 of soil-rock mixture with different rock sizes of D_r

土石混合体的峰值强度逐渐减小。对于初始弹性模量,在小应变条件下,其值主要取决于材料自身刚度。因此,不同块石粒径的试样初始弹性模量保持不变。

图23为不同块石粒径下土石混合体的破坏模式。从图中可以看出,块石粒径对试样剪切带的发展路径和剪切带的宽度均有一定影响。当试样中含有块石时,剪切路径会出现绕石扩展的现象。随着块石粒径的增加,块石数量逐渐减小,进而影响剪切路径的发展;同时,块石间的净距增大,故而剪切带的宽度增加。

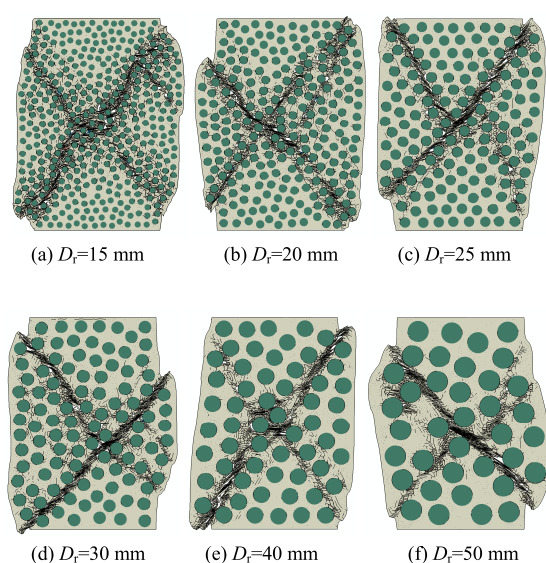


图23 不同块石粒径下,土石混合体破坏模式($\varepsilon_1 = 15\%$)
Fig.23 Failure models of soil-rock mixture with different rock sizes ($\varepsilon_1 = 15\%$)

6 结 论

基于对土石混合体的认识,将土体与块石界面以及土体基质内部视为土石混合体材料的薄弱位置,采用内聚力模型描述该薄弱位置内的裂纹萌生与扩展,建立了基于内聚力模型的土石混合体细观数值方法。在此基础上,开展不同细观结构的土石混合体双轴压缩试验,明确不同细观因素对材料宏观力学特性的影响规律。主要结论如下:

(1) 编写了土石混合体内聚力单元插入程序,包含明确插入区域、插入内聚力单元、区分土石界面与土体基质内部界面3个部分,可考虑土石界面和土体基质内部界面力学行为的差异。

(2) 发展了内聚力单元双线性本构模型参数确定方法。内聚力单元剪切方向最大允许名义应力、最大有效位移与摩擦系数可分别由直剪试验荷载位

移曲线峰值剪切应力、最大剪切位移的1/5、残余阶段剪切应力与法向应力比值进行确定。

(3) 算例结果表明,建立的基于内聚力单元的土石混合体细观数值方法,可较好地描述材料的力学特性和变形规律,特别是能反映出低围压下的材料应变软化行为。

(4) 土石混合体细观结构对其宏观力学特性具有一定影响。土石混合体峰值强度随含石量增加呈“S”型曲线变化规律、随块石粒径增加近似线性减小;初始弹性模量随含石量增加呈二次函数型关系递增、随块石粒径增加基本保持不变。

尽管本文提出的细观数值方法在描述土石混合体的宏观力学性能方面取得了较好的结果,但本文将块石视为线弹性材料,未考虑荷载作用下的块石破碎行为,需后续工作中进一步完善。

参 考 文 献

- [1] ZHANG P, DU X L, LU D C, et al. Study on the excavation disturbed zone during tunneling in sandy cobble stratum considering the material meso-structure[J]. *Transportation Geotechnics*, 2021, 29: 100590.
- [2] 张佩. 砂卵石地层隧道开挖模拟及分析方法研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2018.
ZHANG Pei. Study on simulation and analysis method of tunnel excavation in sand and gravel stratum[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2018.
- [3] DU X L, ZHANG P, JIN L, et al. A multi-scale analysis method for the simulation of tunnel excavation in sandy cobble stratum[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2019, 83: 220-230.
- [4] WANG S, WU W, CUI D. On mechanical behaviour of clastic soils: numerical simulations and constitutive modelling[J]. *Géotechnique*, 2022, 72(8): 706-721.
- [5] 陈生水, 傅中志, 石北啸, 等. 统一考虑加载变形与流变的粗粒土弹塑性本构模型及应用[J]. *岩土工程学报*, 2019, 41(4): 601-609.
CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, SHI Bei-xiao, et al. Elastoplasticity constitutive model considering loading-induced deformation and creep behavior of coarse granular soils and its application[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, 41(4): 601-609.
- [6] 魏匡民, 陈生水, 李国英, 等. 胶凝粗粒料的弹塑性模型与应用研究[J]. *岩土工程学报*, 2019, 41(5): 797-805.
WEI Kuang-min, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying et al. Elastoplastic model for cemented coarse-grained materials

- and its application[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2019, 41(5): 797-805.
- [7] 赵鑫曜, 陈建功, 张海权, 等. 基于块石形状数据库的土石混合体模型随机生成方法[J]. **岩土力学**, 2018, 39(12): 4691-4697.
- ZHAO Xin-yao, CHEN Jian-gong, ZHANG Hai-quan, et al. Random generation of soil-rock mixture models by rock shape database using digital imaging technology[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(12): 4691-4697.
- [8] ZHANG D, JI T Y, ZHENG B N, et al. Analysis method for spatial movement of gravels in mixed soil during triaxial testing[J]. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, 2021, 80: 8861-8870.
- [9] 杜修力, 张佩, 金浏. 土石混合体宏观力学性能研究的细观等效分析方法[J]. **工程力学**, 2017, 34(10): 44-52.
- DU Xiu-li, ZHANG Pei, JIN Liu. A mesoscopic equivalent analysis method for the study on macromechanical properties of soil-rock mixture[J]. **Engineering Mechanics**, 2017, 34(10): 44-52.
- [10] XU W J, ZHANG H Y, JIE Y X, et al. Generation of 3D random meso-structure of soil-rock mixture and its meso-structural mechanics based on numerical tests[J]. **Journal of Central South University**, 2015, 22(2): 619- 630.
- [11] MENG Q X, WANG H L, XU W Y, et al. A numerical homogenization study of the elastic property of a soil-rock mixture using random mesostructure generation[J]. **Computers and Geotechnics**, 2018, 98: 48-57.
- [12] ZHANG P, JIN L, DU X L, et al. Computational homogenization for mechanical properties of sand cobble stratum based on fractal theory[J]. **Engineering Geology**, 2018, 232: 82-93.
- [13] MENG Q X, WANG H L, CAI M, et al. Three-dimensional mesoscale computational modeling of soil-rock mixtures with concave particles[J]. **Engineering Geology**, 2020, 277: 105802.
- [14] WANG X, YIN Z Y, SU D, et al. A novel approach of random packing generation of complex-shaped 3D particles with controllable sizes and shapes[J]. **Acta Geotechnica**, 2022, 17(2): 355-376.
- [15] WU M M, ZHOU F, WANG J F. DEM modeling of mini-triaxial test on soil-rock mixture considering particle shape effect[J]. **Computers and Geotechnics**, 2023, 153: 105110.
- [16] ZHANG H, HU X L, WANG L H, et al. Effect mechanism of block convexity on the shear behaviors of soil-rock mixtures by the developed 3D spherical harmonics-based modeling approach[J]. **Computers and Geotechnics**, 2023, 155: 105183.
- [17] 熊学玉, 肖启晟. 基于内聚力模型的混凝土细观拉压统一数值模拟方法[J]. **水利学报**, 2019, 50(4): 448-462.
- XIONG Xue-yu, XIAO Qi-sheng. A unified meso-scale simulation method for concrete under both tension and compression based on cohesive zone model[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2019, 50(4): 448-462.
- [18] WANG J, JIVKOV A P, LI Q M, et al. Experimental and numerical investigation of mortar and ITZ parameters in meso-scale models of concrete[J]. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, 2020, 109: 102722.
- [19] WANG B, ZHU E Y, ZHANG Z. Microscale fracture damage analysis of lightweight aggregate concrete under tension and compression based on cohesive zone model[J]. **Journal of Engineering Mechanics**, 2022, 148(2): 04021153.
- [20] LIN Y X, YIN Z Y, WANG X, et al. A systematic 3D simulation method for geomaterials with block inclusions from image recognition to fracturing modelling[J]. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, 2022, 117: 103194.
- [21] LIN Y X, WANG X, MA J J, et al. A systematic framework for the 3D finite-discrete modelling of binary mixtures considering irregular block shapes and cohesive block-matrix interfaces[J]. **Powder Technology**, 2022, 398: 117070.
- [22] BARENBLATT G I. The formation of equilibrium cracks during brittle fracture, general ideas and hypotheses, axially-symmetric cracks[J]. **Journal of Applied Mathematics and Mechanics**, 1959, 23(3): 622-636.
- [23] DUGDALE D S. Yielding of steel sheets containing slits[J]. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, 1960, 8(2): 100-104.
- [24] 强天驰, 寇晓东, 周维垣. 三维有限元网格加密方法及其工程应用[J]. **水利学报**, 2000(7): 38-43.
- QIANG Tian-chi, KOU Xiao-dong, ZHOU Wei-yuan. The mesh densification method for 3D FEM and its application[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2000(7): 38-43.
- [25] TURON A, DAVILA C G, CAMANHO P P, et al. An engineering solution for mesh size effects in the simulation of delamination using cohesive zone models[J]. **Engineering Fracture Mechanics**, 2007, 74(10): 1665-1682.
- [26] WILLAM K, RHEE I, SHING B. Interface damage model

- for thermomechanical degradation of heterogeneous materials[J]. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, 2004, 193(30-32): 3327-3350.
- [27] TRAWIŃSKI W, TEJCHMAN J, BOBIŃSKI J. A three-dimensional meso-scale modelling of concrete fracture, based on cohesive elements and X-ray μ CT images[J]. **Engineering Fracture Mechanics**, 2018, 189: 27-50.
- [28] WANG X, YANG Z, JIVKOV A P. Monte Carlo simulations of mesoscale fracture of concrete with random aggregates and pores: a size effect study[J]. **Construction and Building Materials**, 2015, 80: 262-272.
- [29] SHARAFISAF A M, ALIABADIAN Z, SATO A, et al. Effect of strain rate on the failure of bimrocks using the combined finite-discrete element method[J]. **Computers and Geotechnics**, 2024, 176: 106712.
- [30] 涂义亮. 土石混合料宏细观力学特性及非线性弹塑性本构模型研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2017.
- TU Yi-liang. The macro and meso-mechanical characteristics and nonlinear elastoplastic constitutive model of soil-rock aggregate[D]. Chongqing: Chongqing University, 2017.
- [31] CAI G Q, SHI P X, KONG X A, et al. Experimental study on tensile strength of unsaturated fine sands[J]. **Acta Geotechnica**, 2020, 15: 1057-1065.
- [32] 杨大方. 土与结构界面模型单剪与直剪试验对比研究[D]. 焦作: 河南理工大学, 2009.
- YANG Da-fang. Comparison research between simple shear tests and direct shear tests on interfacial model between soil and structure[D]. Jiaozuo: Institutes of Technology of Henan, 2009.
- [33] 唐建一, 徐东升, 刘华北. 含石量对土石混合体剪切特性的影响[J]. 岩土力学, 2018, 39(1): 93-102.
- TANG Jian-yi, XU Dong-sheng, LIU Hua-bei. Effect of gravel content on shear behavior of sand-gravel mixture[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(1): 93-102.
- [34] WANG Y, LI C H, HU Y Z. Use of X-ray computed tomography to investigate the effect of rock blocks on meso-structural changes in soil-rock mixture under triaxial deformation[J]. **Construction and Building Materials**, 2018, 164: 386-399.
- [35] JIANG Y L, TANG X, ZHU B T, et al. A strength prediction model of soil-rock mixture with varying rock proportions[J]. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, 2024, 83(12): 1-18.
- [36] CHENG Z, WANG J J, XU D S, et al. DEM study on the micromechanical behaviour of sand-clay mixtures[J]. **Powder Technology**, 2024, 435: 119400.
- [37] KANG F. Experimental study of the mechanical behavior of clay-aggregate mixtures[J]. **Engineering Geology**, 2016, 210: 1-9.
- [38] 杨忠平, 李进, 刘浩宇, 等. 土石混合体-基岩界面剪切力学特性块石尺寸效应[J]. 岩土力学, 2023, 44(4): 965-974.
- YANG Zhong-ping, LI Jin, LIU Hao-yu, et al. Influence of the block stone size on shear mechanical behavior of soil-rock mixture-bedrock interface[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2023, 44(4): 965-974.

上接第 1619 页

- [30] ZIENKIEWICZ O C, TAYLOR R L, ZHU J Z. The finite element method: its basis and fundamentals[M]. Oxford: Elsevier, 2013.
- [31] FATHI A, POURSAITIP B, KALLIVOKAS L F. Time-domain hybrid formulations for wave simulations in three-dimensional PML-truncated heterogeneous media[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2015, 101(3): 165-198.
- [32] 张莹莹, 王云专, 石颖, 等. 雷克子波频率研究[J]. 地球物理学进展, 2017, 32(5): 2162-2167.
- ZHANG Ying-ying, WANG Yun-zhuan, SHI Ying, et al. Frequencies of the Ricker wavelet[J]. **Progress in Geophysics**, 2017, 32(5): 2162-2167.
- [33] 同济大学, 天津市地下铁道集团有限公司. GB 50909—2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.
- Tongji University, Tianjin Metro Group Co., Ltd. GB 50909—2014 Code for seismic design of urban rail transit structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2014.