

不同粒度分布下红层土石混合体刚度形成机理

武琨璐¹, 夏冕¹, 何卓岭²

(1. 四川省公路规划勘察设计研究院有限公司, 成都 610041; 2. 西南交通大学土木工程学院, 成都 610031)

摘要: 揭示粒度分布(PSD)对红层土石混合体的刚度影响规律对以四川盆地为代表的道路建设具有重要意义。通过20组不同PSD的大型三轴试验,引入有效支配骨架尺寸(d_{ed})的概念,利用数字图像处理技术统计红层土石混合体试验前后的 d_{ed} ,定义试验后骨架变化的相对支配比(D_d),探究红层土石混合体刚度特性对围压(σ_3)和 D_d 的响应,并通过试验和相关研究验证红层土石混合体刚度形成机制。结果表明,随着剪切持续发展,剪切面附近越来越多的颗粒从初始咬合状态转变为滑动摩擦,土石骨架从悬浮-密实结构转变为骨架-密实结构,最后变为骨架-空隙结构;初始变形模量(E_0)与 σ_3 和 D_d 的关系为 $E_0 = 14.50 + (1 + 36.33\sigma_3^{0.1})e^{1.06D_d}$;试样破坏时轴应变 $\epsilon_1 = 15\%$ 的切线变形模量(E_t)与 σ_3 和 D_d 的关系为 $E_t = -6.06 + (1 + 0.08\sigma_3)e^{-0.09D_d}$ 。验证试验和相关研究证实了 E_0 和 E_t 对 σ_3 和 D_d 的响应,可以仅由红层土石混合体的PSD和 σ_3 预测其刚度特性。

关键词: 红层土石混合体; 大型三轴试验; 相对支配比; 围压; 刚度特性

中图分类号: U416.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-1807(2025)13-0064-08

红层土石混合体填料填筑的路基易发生沉陷、开裂、垮塌等病害^[1]。红层土石混合体被大量用于四川盆地新建高速公路路基填筑。现有红层土石混合体的研究考虑了块石形状、干湿循环作用和粒度分布(particle size distribution, PSD)^[2-8],但多关注于其强度和颗粒破碎。但近年来四川盆地穿越红层的高速公路的病害仍时有发生,这是因为红层土石混合体变形特性的研究尚不深入。

Wu等^[9]开发了适用于定义粗骨料连续级配的单参数级配方程以量化PSD。Chang和Deng^[10]提出了可以表征连续级配颗粒材料中承载骨架PSD的有效支配骨架尺寸(d_{ed})。在连续级配的粗粒材料中,载荷是由多种尺寸的颗粒承载的,并在接触力传递中起到重要作用。而 d_{ed} 可用于表征骨架颗粒的整体尺寸水平。当 d_{ed} 的值较大时,颗粒骨架主要由粗颗粒组成。Xie等^[11-12]证明了 d_{ed} 与颗粒间力传递有明显的相关性,并且与连续级配粗粒土的抗剪强度存在一定的定量关系。这些研究表明 d_{ed} 比传统表征粗粒土PSD的参数更具有物理意义。

本文利用数字图像处理技术获取红层土石混合体的 d_{ed} ,提出相对支配比(D_d)以量化红层土石

混合体的试验前后骨架变化,以初始变形模量(E_0)和试样破坏时轴应变 $\epsilon_1 = 15\%$ 的切线变形模量(E_t)作为红层土石混合体的刚度指标,探究红层土石混合体刚度对围压(σ_3)和PSD的响应。研究成果可为红层土石混填路基结构劣化问题的解决提供新的思路和方法。

1 试验材料与方案

1.1 研究区及试验材料

研究区位于四川省乐山市,该区域南西高、北东低,最高海拔可达4 288 m,取样位置为乐西高速马边至昭觉段深挖路堑(N28°50', E103°30'),如图1(a)所示。研究区位于四川省乐山市,取样位置为乐西高速马边至昭觉段深挖路堑,揭露地层为新生界第四系全新统坡残积层(Q_4^{dl+el})及中生界中侏罗统沙溪庙组(J_2s),取样位置如图1(b)所示。

Q_4^{dl+el} 主要为黄棕色黏土,局部夹少量粉砂质泥岩角砾, J_2s 主要为棕红色中风化粉砂质泥岩,其物理力学指标见表1。以粉砂质泥岩和粉质黏土组成红层土石混合体为试验材料,试验材料如图1(c)所示。采样时使用干燥、干净、无毛刺的钢质锤子和凿子,采集后的样品存放在干燥、通风、阴凉的地方。

收稿日期: 2024-11-16

基金项目: 四川省交通运输科技项目(2021-A-02)

作者简介: 武琨璐(1998—),女,陕西榆林人,硕士,助理工程师,研究方向为路基工程;通信作者夏冕(1989—),男,四川成都人,硕士,工程师,研究方向为路基工程;何卓岭(1997—),男,四川巴中人,博士研究生,研究方向为路基工程。

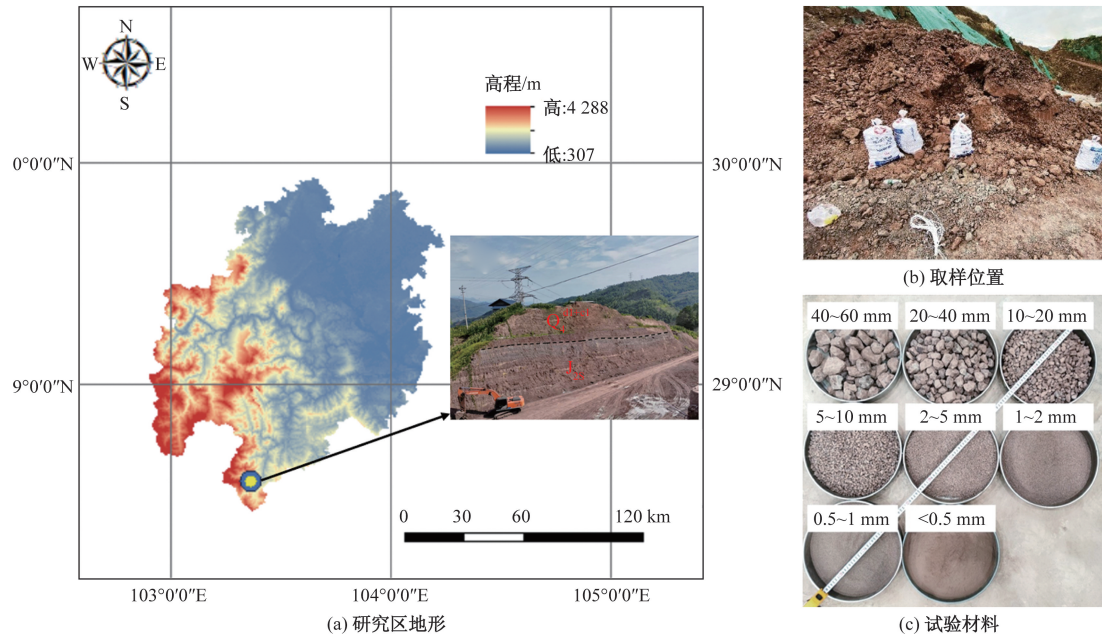


图1 研究区地形以及试验材料

表1 红层土石混合物组份物性指标

指标	粉质黏土	中风化粉砂质泥岩
天然密度 $\rho / (\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	1.78	2.56
天然含水量 $w / \%$	16.67	1.92
土粒相对密度 G_s	2.72	—
内摩擦角 $(^\circ)$	27.07	38.40
黏聚力 c / kPa	25.32	560.00
天然单轴抗压强度 σ_c / MPa	—	6.38

1.2 试验设备与过程

试验设备采用GSZ501型粗粒土大型高压三轴试验机,试样尺寸选取 $\phi 300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ 。试样制备过程中,通过控制试样的压实干密度进行制样。首先对于不同细粒含量(f_c)的试样,根据试样的总体积、所设定的 f_c 以及粗粒和细粒的压实密度,分别求出所需粗粒和细粒的质量,然后将准备好的粗粒和细粒平均分成4份,采用分层压实的方法在圆筒中分4层进行制样,每一层厚度约150 mm,前一层试样压制完毕后再压制下一层,在压制下一层之前,先用刻刀将上一层压制好的试样表面弄松散,以尽量避免分层压实中层面所导致的各向异性,保证试样的均匀性,此外,通过数字图像技术区分土石边界,扫描中间3层填筑表面的孔隙边填充边扫描,试验步骤如图2所示。

1.3 粒度分布选取

在由 n 种尺寸为 d_i ($i=1, 2, \dots, n$)的颗粒组成的密集颗粒填充中, d_{ed} 与孔隙比有关,如式(1)~

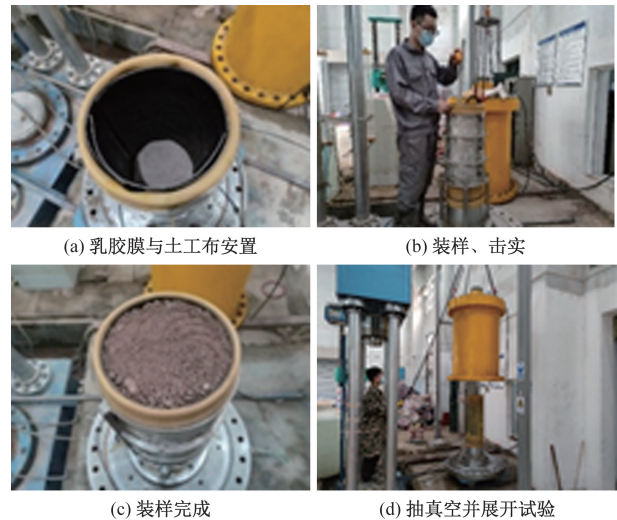


图2 试验步骤

式(3)所示。

$$e(d_{ed}) = \sum_{i=1}^n [e_i - a_i(d_{ed})(1 + e_i) - b_i(d_{ed})e_i] y_i \quad (1)$$

$$a_i(d_{ed}) = \begin{cases} \left(1 - \frac{d_i}{d_{ed}}\right)^p, & d_{ed} > d_i \\ 0, & d_{ed} \leq d_i \end{cases} \quad (2)$$

$$b_i(d_{ed}) = \begin{cases} \left(1 - \frac{d_i}{d_{ed}}\right)^s, & d_{ed} < d_i \\ 0, & d_{ed} \geq d_i \end{cases} \quad (3)$$

式中: e_i 为第 i 类颗粒的最小孔隙比; y_i 为第 i 类颗粒的体积分数,假设尺寸小于 d_{ed} ($d_i < d_{ed}$)的颗粒没有作为骨架承受荷载而只是混合在土石混合物

中; a_i 为填充系数, 类似地, 尺寸大于 d_{ed} ($d_i > d_{ed}$) 的颗粒作为骨架嵌入在土石混合体中, b_i 为嵌入系数; p 和 s 为材料参数。根据最小能耗原理, d_{ed} 的值可以根据式(1)的最优条件得到, 如式(4)所示。

$$\frac{de(d_{ed})}{dd_{ed}} = 0 \quad (4)$$

式中: d_{ed} 由 d_i 、 p 和 s 决定。

至于 p 和 s 的计算, 根据一组经典的砂土孔隙比与 f_c 关系的试验数据^[11-12]。当 $f_c \rightarrow 0$ 时, 拟合曲线的斜率表示为 M_1 ; 当 $f_c \rightarrow 1$ 时, 拟合曲线的斜率表示为 M_2 。根据试验结果, M_1 和 M_2 如式(5)和式(6)所示。

$$M_1 = \frac{\Delta e}{\Delta f_c}, f_c \rightarrow 0 \quad (5)$$

$$M_2 = \frac{\Delta e}{\Delta f_c}, f_c \rightarrow 1 \quad (6)$$

在这个模型中, M_1 和 M_2 如式(7)和式(8)所示。

$$M_1 = \frac{\Delta e}{\Delta f_c} = e_2 - e_1 - \left(1 - \frac{d_2}{d_1}\right)^p (1 + e_2) \quad (7)$$

$$M_2 = \frac{\Delta e}{\Delta f_c} = e_2 - e_1 + \left(1 - \frac{d_2}{d_1}\right)^s e_1 \quad (8)$$

然后, p 和 s 可通过 M_1 和 M_2 的斜率获得, 如

式(9)和式(10)所示。

$$p = \frac{\ln[(e_2 - e_1 - M_1)/(1 + e_2)]}{\ln(1 - d_2/d_1)} \quad (9)$$

$$s = \frac{\ln\{[M_2 - (e_2 - e_1)]/e_1\}}{\ln(1 - d_2/d_1)} \quad (10)$$

f_c 设定 4 个水平, 分别为 0.5、0.4、0.3、0.2; 同一 f_c 下设定 5 个不同 d_{ed} (I ~ V), 试验方案共计 20 个水平, 这 20 种 PSD 红层土石混合体的级配曲线如图 3 所示。

2 计算方法

d_{ed} 控制着红层土石混合体的 PSD, 取大型三轴试验前后分层装填的层面为扫描面, 以上中下扫描面的平均 d_{ed} 作为该试样的 d_{ed} , 通过数字图像处理技术^[7] 获取扫描面的块石尺寸以及孔隙比。

假定红层土石混合体各粒级的颗粒具有相同的密度, 借助 MATLAB 由式(1)~式(10)得到 20 种 PSD 的红层土石混合体的 d_{ed} 。红层土石混合体在试验后 PSD 会发生变化, 为描述土石混合体试验前后有效支配骨架的变化, 定义了相对支配比 (D_d), 计算公式为

$$D_d = \frac{\bar{d}_{ed}}{d_{ed}} \quad (11)$$

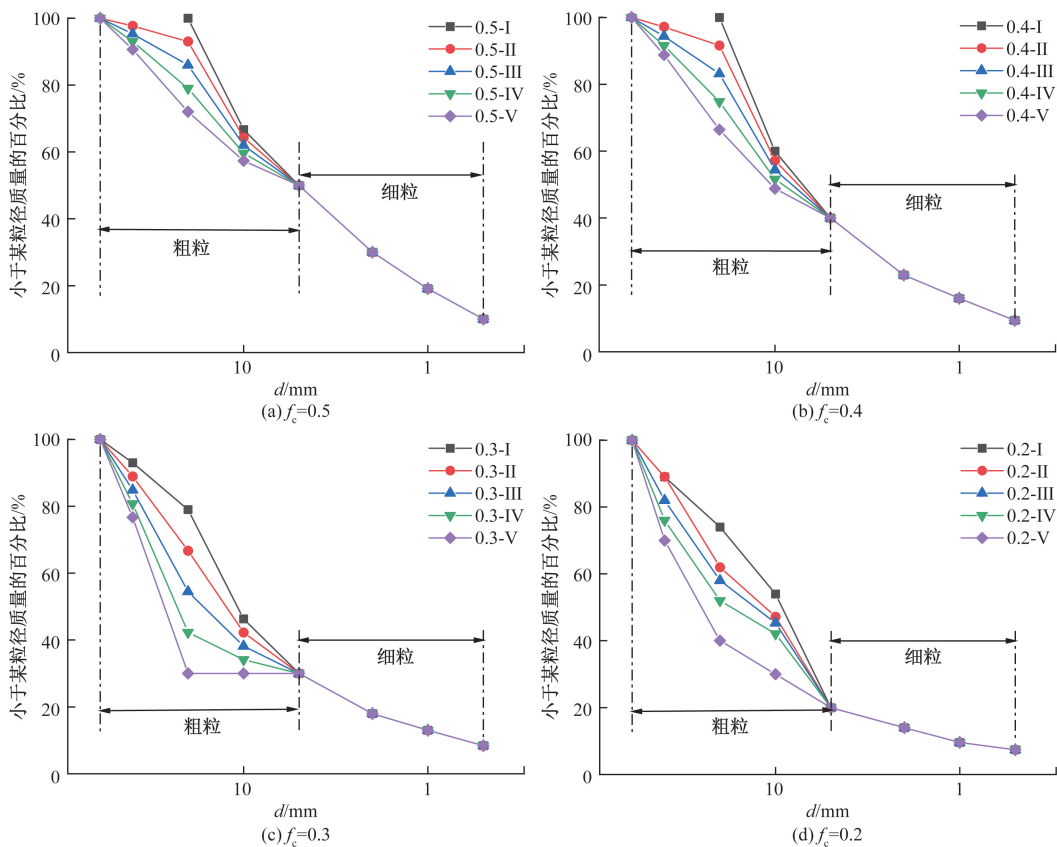


图 3 红层土石混合体试样级配曲线

式中: D_d 为红层土石混合体的相对支配比; \bar{d}_{ed} 为试验后红层土石混合体的有效支配骨架尺寸。结合试验测得的轴应变 ε_1 和偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 等数据,通过邓肯-张(Duncan-Chang)双曲线模型^[13]对红层土石混合体的 E_0 、 E_t 等参数进行分析,进而寻求其刚度特征规律。

3 结果与分析

3.1 应力-应变曲线

如图4所示, f_c 对偏应力-轴应变曲线的影响较大。随着 f_c 的减少,土石骨架从悬浮-密实结构转变为骨架-密实结构,最后变为骨架-空隙结构,其力学性质发生明显变化^[14-15]。随着 σ_3 的增加,试样

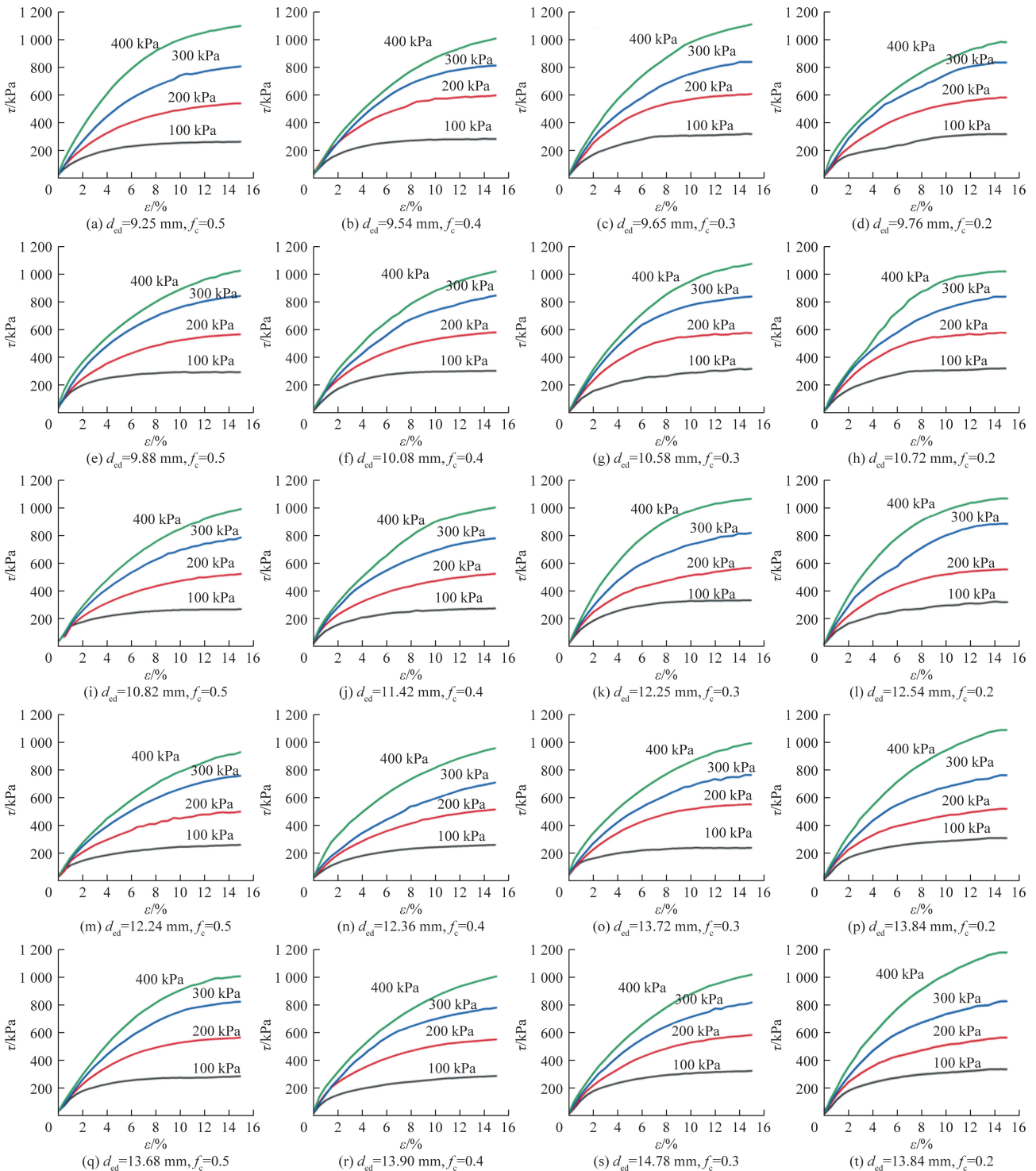


图4 不同粒度分布下红层土石混合物偏应力-轴应变曲线

的偏应力随之增加,但偏应力没有出现明显的峰值点。

f_c 相同并且 σ_3 相同的情况下,不同 d_{cd} 的试样的偏应力-轴应变曲线相差不大,整体比较接近,在细节方面略有差异,当轴应变达到 15% 时最大最小偏应力相差约 100 kPa,不如 σ_3 对偏应力增长影响显著。

红层土石混合体的偏应力随着轴应变的增加而不断增大的原因在于土石颗粒之间的剪应力逐渐增长。对于土石混合物而言,其黏聚力通常较小。若忽略黏聚力的作用,则剪应力主要由土石颗粒间的摩擦作用决定。摩擦作用又由颗粒间的滑动摩擦和咬合摩擦两部分组成。

在剪切前,由于制样时的夯实,土石颗粒之间就存在一定的咬合力,形成了一个较为致密的整体。要破坏这种初始的咬合作用,需要施加更大的偏应力。当轴应变较小时,外力不足以克服颗粒间的初始咬合力,此时试样的结构为悬浮-密实结构[图 5(a)],偏应力与轴应变之间近似呈线性关系,偏应力迅速增加。

随着轴应变的逐渐增大,在偏应力-轴应变曲线中,此阶段呈现非线性,偏应力增长变缓。在这一阶段,剪切面附近的部分颗粒仍保持初始咬合状态,而另一部分颗粒则会被剪断、滑移或绕过初始咬合位置进行翻滚,剪切面开始形成并发展,土石骨架转变为骨架-密实结构[图 5(b)]。

当轴应变持续增大直至破坏,块石支配尺寸发生变化,剪切面附近的更多颗粒从初始咬合状态转变为翻滚、滑移或剪断状态,剪切面进一步延长和扩大。摩擦作用从初始咬合力逐渐转化为滑动摩擦,此时偏应力的增长进一步减缓。剪切面逐渐贯通,偏应力不再增加,试样转变为骨架-空隙结构[图 5(c)]。

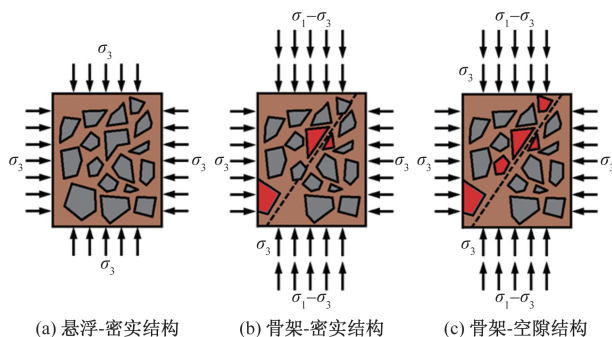


图 5 红层土石混合物三轴剪切变形过程

3.2 初始变形模量对相对支配比和围压的响应

初始变形模量 (E_0) 体现了材料受剪的初始阶段抵抗变形的能力,如式(12)和图 6 所示,红层土石

混合体的 E_0 基本随着 σ_3 的增大而增大。但 σ_3 对红层土石混合体的影响较小, E_0 随着 σ_3 的升高而缓慢上升。

$$E_0 = 14.50 + (1 + 36.33\sigma_3^{0.1})e^{1.06D_d}, R=0.86 \quad (12)$$

然而, D_d 对红层土石混合体的影响较大,随着 D_d 的提高,红层土石混合体的 E_0 呈现指数型增长。这是因为,红层土石混合物所承受的外力主要靠颗粒之间的接触点和接触面传递。颗粒之间的接触点和接触面决定着红层土石混合体的孔隙结构,影响其变形特性。

随着三轴剪切的进行,颗粒之间会发生重新排列和变形,从而导致有效支配骨架的变化。具体而言,剪切会导致原本存在的接触点断裂或错位,一部分接触面变得无效,同时新的接触点和接触面也会形成。因此,红层土石混合体的有效支配骨架尺寸会发生变化,孔隙结构也会发生调整,红层土石混合体的受力骨架亦随之发生变化。这种潜在的骨架尺寸变化对红层土石混合体的影响更大。

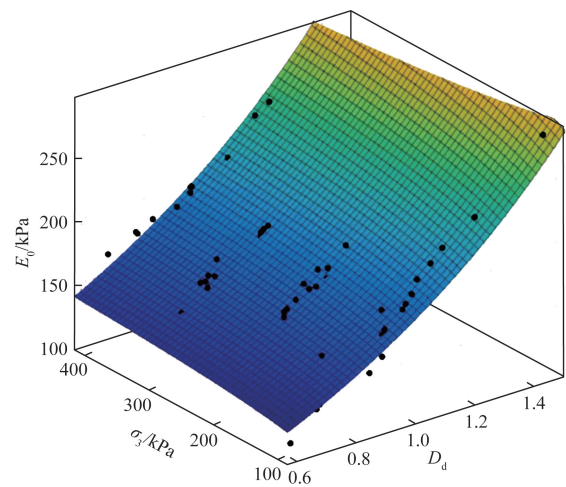
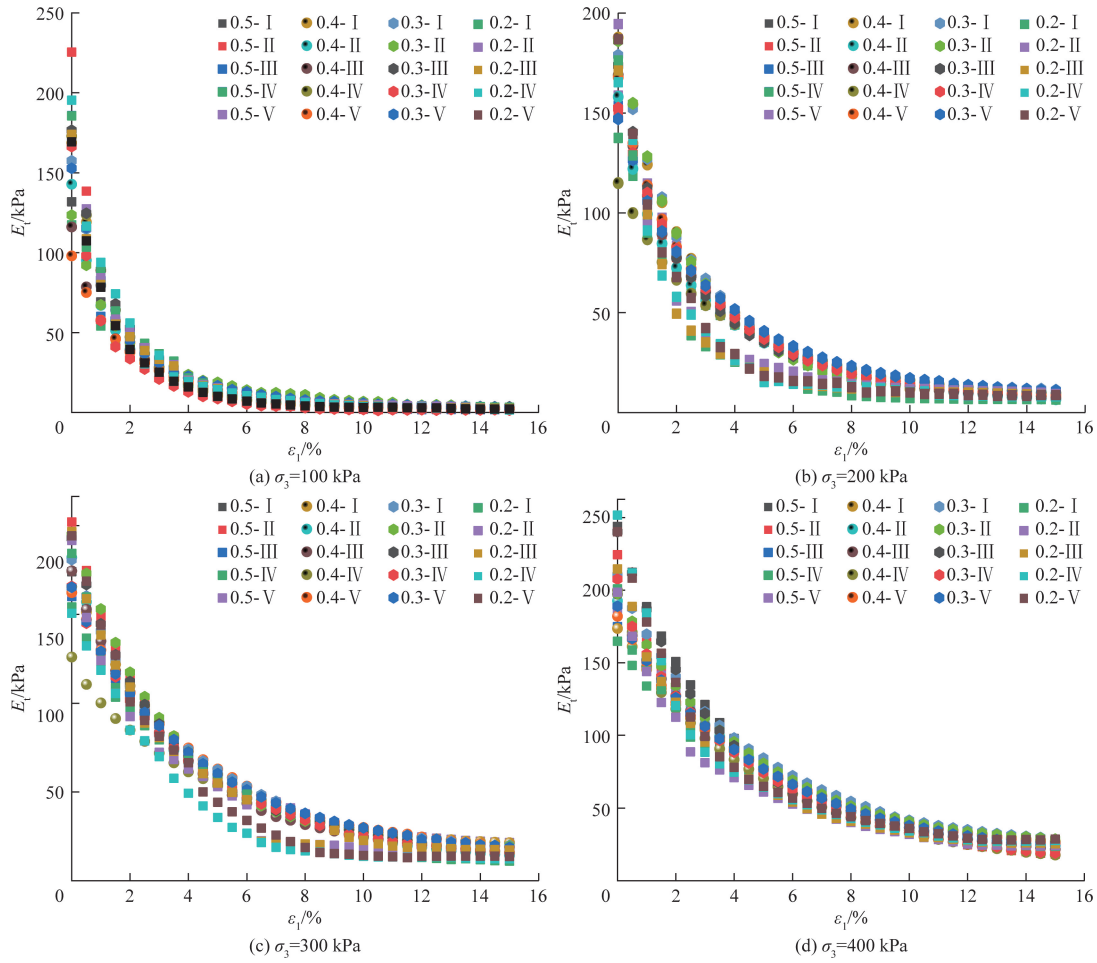


图 6 红层土石混合物 E_0 与 σ_3 和 D_d 的关系

3.3 切线变形模量对相对支配比和围压的响应

切线变形模量 E_t 反映材料受到持续剪切作用时抵抗变形的能力,由式(13)可以看出, E_t 是关于 $\sigma_1 - \sigma_3$ 的函数,当 $\sigma_1 - \sigma_3$ 发生变化时, E_t 相应发生改变。作 $E_t \sim \epsilon_1$ 曲线,可反映出剪切过程中 E_t 的变化规律。如图 7 所示,不同围压下随着 ϵ_1 的增加,不同 PSD 的红层土石混合体的 E_t 逐渐减小并在试样破坏时 $\epsilon_1 = 15\%$ 趋近于一个水平,这表明随着变形的增大,红层土石混合体的刚度逐渐减小。但是随着 σ_3 的提高,不同 PSD 的红层土石混合物破坏时 E_t 也逐渐提高,红层土石混合物破坏时 E_t 受


 图7 不同 f_c 、 σ_3 下红层土石混合物 E_t 随 ϵ_1 的演化规律

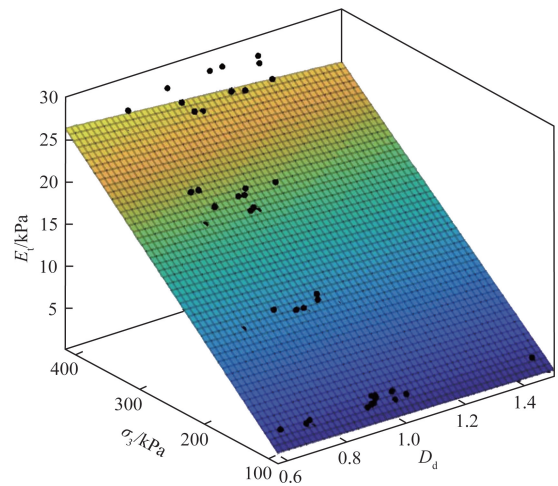
PSD的影响较小。

为了定量分析 E_t 对红层土石混合体的 D_d 和 σ_3 的响应关系,对试样破坏时 $\epsilon_1 = 15\%$ 处的 E_t 展开分析。如图8所示, D_d 对红层土石混合物 $\epsilon_1 = 15\%$ 处的 E_t 影响比较小,随着 D_d 的变化, $\epsilon_1 = 15\%$ 处的 E_t 基本维持不变;而 σ_3 的大小对 $\epsilon_1 = 15\%$ 处的 E_t 的影响较大。这是因为随着大型三轴试验的进行,红层土石混合物颗粒破碎显著,直至达到 $\epsilon_1 = 15\%$ 时,颗粒间的骨架基本被破坏,因此, D_d 对红层土石混合物破坏时的 E_t 影响较小。而增大的 σ_3 会增加颗粒间的接触力,使得颗粒之间的相互作用增强。这种增强的相互作用力可以增加红层土石混合体的 E_t 。

$$E_t = -6.06 + (1 + 0.08\sigma_3)e^{-0.09D_d}, R = 0.93 \quad (13)$$

4 讨论

另取一组红层土石混合物通过大型三轴试验验证式(12)和式(13)的适用性。 σ_3 取5个水平(100、200、300、400、500 kPa)。试验前的 d_{cd} 为


 图8 红层土石混合物 E_t 与 σ_3 和 D_d 的关系

15.31 mm,不同 σ_3 下 D_d 分别为 1.10、0.99、1.02、1.34 和 1.32。并考虑了易梅辉^[16]关于红砂岩路基填料4种粒度分布的研究数据。

由图9可知,验证性试验结果可较好地拟合本文所提 E_0 和 E_t 对 D_d 和 σ_3 。经过计算,验证性试验

的 E_0 与 D_d 和 σ_3 关于式(12)的 R 为 0.81; 验证性试验试样破坏时 $\epsilon_1 = 15\%$ 处的 E_t 与 D_d 和 σ_3 关于式(13)的 R 为 0.91。

当预测某红层土石混合物刚度特性时,仅需要通过数字图像技术得到其孔隙比等指标,然后进行大型三轴试验得到 D_d ,即可预测其刚度特性。也就是说,在实际工程中红层土石混合物具有多种 PSD 时,仅需要进行几组大型三轴试验,便可预测不同 PSD 红层土石混合体的变形特性。

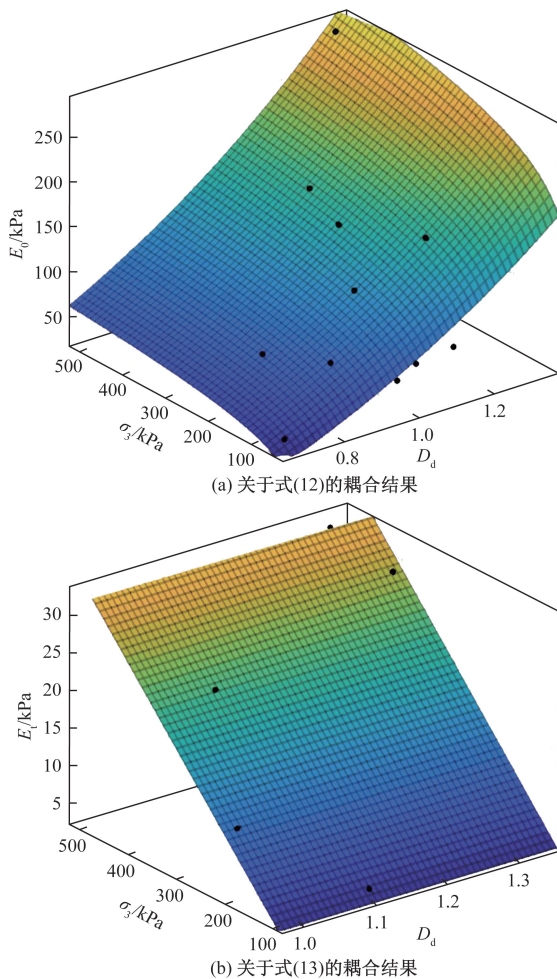


图9 验证试验和相关研究红层土石混合体的粒径分布和试验结果

5 结论

拟定了 20 组粒度分布的红层土石混合物大型三轴试验,借助数字图像处理技术计算出了相对支配比,补充验证性试验并借助相关研究验证了结果,揭示了红层土石混合物刚度形成机制,得到以下结论。

(1)红层土石混合体的强度与刚度主要来源于滑动摩擦和咬合摩擦两部分,随着轴应变继续增大,剪切面附近越来越多的颗粒从初始咬合状态转

变为滑动摩擦,土石骨架从悬浮-密实结构转变为骨架-密实结构,最后变为骨架-空隙结构。

(2)初始变形模量与相对支配比之间关系可采用指数函数的形式表达,以及初始变形模量与围压呈非线性相关关系,据此给出了初始变形模量关于围压和相对支配比的表达式。

(3)红层土石混合物破坏时 $\epsilon_1 = 15\%$ 处切线变形模量对围压的响应更强烈,以及切线变形模量与相对支配比呈负指数关系的关系,据此给出了切线变形模量关于围压和相对支配比的表达式。

(4)验证试验和相关研究表明,本文提出的红层土石混合物刚度响应行为具有较大的理论价值,且研究成果可预测不同粒度分布和围压下红层土石混合体的刚度特性,能为红层土石混填路基结构劣化问题的解决提供新思路和方法。

参考文献

- [1] 纪宇,梁庆国,郭俊彦,等. 红层软岩地区高速铁路深路堑基底变形规律研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2021, 18(3): 572-580.
- [2] 范建彬,洪宝宁,刘顺青,等. 块石尺寸对土石混合物刚度特性的影响研究[J]. 科学技术与工程, 2014, 14(27): 268-272.
- [3] 陶庆东,何兆益,贾颖. 基于大三轴试验的土石混合物刚度特性与影响因素[J]. 科学技术与工程, 2019, 19(26): 310-318.
- [4] 杨小彬,侯鑫,裴艳宇,等. 大粒径石块分布对土石混合物稳定性的影响[J]. 科学技术与工程, 2020, 20(31): 12962-12967.
- [5] 张俊云,张乐,高福洲,等. 粒度分布对红层土石混合物强度及颗粒破碎的影响[J]. 工程地质学报, 2024, 32(5): 1499-1508.
- [6] 张俊云,张乐,高福洲,等. 干湿循环下红层土石混合物料强度及变形特性的试验研究[J]. 西南交通大学学报, 2023, 58(6): 1-11.
- [7] 何卓岭,张俊云,罗晓龙,等. 红层土石混合物颗粒破碎行为及强度产生机制[J/OL]. 西南交通大学学报, 1-11 [2024-10-31]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/51.1277.U.20240416.1531.018.html>.
- [8] HE Z, ZHANG J, LUO X, et al. A 3D DEM modeling of soil-rock mixture considering spatial distribution orientation of blocks[J]. Scientific Reports, 2024, 14: 25647.
- [9] WU E L, ZHU J G, CHEN G, et al. Gradation equation of coarse-grained soil and its applicability[J]. Journal of Central South University, 2020, 27(3): 911-919.
- [10] CHANG C S, DENG Y. A nonlinear packing model for multi-sized particle mixtures[J]. Powder Technology, 2018, 336: 449-464.
- [11] XIE Y, YANG J, ZHANG C, et al. A quantitative

- evaluation method for granular skeleton state of binary soils at arbitrary relative density[J]. *Computers and Geotechnics*, 2023, 153: 105083.
- [12] XIE Y, YANG J, ZHANG C, et al. Linking shear strength to granular skeleton state of continuously graded coarse-grained soils: insights from discrete element modelling [J]. *Computers and Geotechnics*, 2022, 146: 104750.
- [13] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1970, 96 (5): 1629-1653.
- [14] SUN X K, LI X, ZHEN B, et al. Study on the progressive fracturing in soil and rock mixture under uniaxial compression conditions by CT scanning[J]. *Engineering Geology*, 2020, 279: 105884.
- [15] LI S, YANG Z, TIAN X, et al. Influencing factors of scale effects in large-scale direct shear tests of soil-rock mixtures based on particle breakage[J]. *Transportation Geotechnics*, 2021, 31: 100677.
- [16] 易梅辉. 红砂岩粗粒土的静力特性与颗粒破碎特征[D]. 湘潭: 湖南科技大学, 2020.

Formation Mechanism of Stiffness in Red Bed Soil-rock Mixtures under Different Particle Size Distributions

WU Kunlu¹, XIA Mian¹, HE Zhuoling²

(1. Sichuan Highway Planning, Survey, Design and Research Institute Ltd., Chengdu 610041, China;
2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Revealing the effect of particle size distribution (PSD) to the stiffness characteristics of the red stratum soil-rock mixture (RS S-RM) has significant implications for the subgrade construction, with Sichuan Basin as a representative. 20 large-scale triaxial tests with different PSDs were conducted. Introducing the concept of effective dominant skeleton size (d_{ed}), digital image processing technology was utilized to collect the d_{ed} . The relative dominance ratio (D_d) describing the structural skeleton changes after the test was defined. The response of the stiffness characteristics of the RS S-RM regarding confining pressure (σ_3) and D_d were investigated. Validation experiment and related research verify the credibility of the formation mechanism of stiffness. The results indicate that as the shearing process, more and more particles near the shear plane transition from their initial interlocking state to sliding friction. Consequently, the soil-stone framework evolves from a suspended-dense structure to a skeleton-dense structure, and finally transforms into a skeleton-void structure; the initial deformation modulus (E_0) relationship with σ_3 and D_d follows: $E_0 = 14.50 + (1 + 36.33\sigma_3^{0.1})e^{1.06D_d}$. The relationship between the tangent deformation modulus (E_t) of the specimen at failure $\epsilon_t = 15\%$ is $E_t = -6.06 + (1 + 0.08\sigma_3)e^{-0.09D_d}$. Validation experiment and related research confirmed the response of E_0 and E_t to σ_3 and D_d . The stiffness characteristics of the RS S-RM can be predicted solely based on the PSD and σ_3 .

Keywords: red stratum soil-rock mixture; large scale triaxial test; relative dominance ratio; confining pressure; stiffness characteristics