

DOI:10.11918/202406036

# 土工格室加筋粗粒土的非线性剪胀模型及其有限元实现

张冰冰<sup>1,2,3</sup>, 宋飞<sup>1,2,3</sup>

(1. 长安大学公路学院, 西安 710064; 2. 民航机场智慧建造与维养重点实验室(长安大学), 西安 710064;  
3. 西安市绿色智慧交通岩土工程重点实验室(长安大学), 西安 710064)

**摘要:** 为了克服当前土工格室加筋粗粒土模型不足及其有限元分析方法的局限性, 基于3参数非线性剪胀模型及土工格室加筋附加约束围压作用机理, 提出了土工格室加筋粗粒土的非线性剪胀模型, 此外, 利用 ABAQUS 软件提供的用户自定义材料子程序 UMAT 接口, 开发出了该模型的子程序, 分别将应变软化型和应变硬化型的土工格室加筋砂土三轴试验结果与该模型模拟结果进行了对比验证, 并进一步把加筋土整体模型与筋土分离式模型的计算结果进行了对比分析, 同时还还将土工格室参数对粗粒土加筋效能的发挥水平进行了评估。结果表明: 构建的加筋粗粒土模型, 能够精准地模拟并反映土工格室加筋粗粒土在受力过程中的剪胀性特征及其复杂的非线性力学行为; 该模型数值模拟结果可以准确地预测不同强度类型土工格室强度在不同围压和砂土相对密度条件下的应力-应变曲线关系; 加筋土整体模型在达峰值强度及之前阶段, 计算精度与分离式模型基本相当, 另外, 其还具有建模简便、计算高效的优势; 同时, 加筋土整体模型解决了分离式模型无法算出土工格室内填土达 Mohr-Coulomb 屈服函数破坏的难题。研究结果对于土工格室加筋土结构的数值分析领域具有重要的价值, 可推动其在工程实践中的应用。

**关键词:** 土工格室; 粗粒土; 二次开发; UMAT 子程序; 加筋效能

**中图分类号:** TU470.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2025)11-0071-14

## Nonlinear shear expansion model for geocell reinforced coarse-grained soil and its finite element implementation

ZHANG Bingbing<sup>1,2,3</sup>, SONG Fei<sup>1,2,3</sup>

(1. Highway College, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. The Key Laboratory of Intelligent Construction and Maintenance of CAAC(Chang'an University), Xi'an 710064, China; 3. Xi'an Key Laboratory of Geotechnical Engineering for Green and Intelligent Transport(Chang'an University), Xi'an 710064, China)

**Abstract:** In order to overcome the inadequacy of the current geocell reinforced coarse-grained soil constitutive model and the limitations of its finite element analysis method. Based on the three-parameter nonlinear shear expansion model and the mechanism of geocell reinforced additional constraints surrounding the pressure action, a nonlinear shear expansion model for geocell reinforced coarse-grained soil is proposed. In addition, a subroutine for the model was developed using the user-defined material subroutine UMAT interface provided by ABAQUS software. The triaxial test results of strain-softened and strain-hardened geocell-reinforced sandy soils were compared and verified with the simulation results of the model, respectively, and the computational results of the reinforced composite model in this paper were further compared and analyzed with those of the reinforced-soil-separated model. The level of performance of geocell parameters on the reinforcing effectiveness of coarse-grained soil was also evaluated. The results show that the constructed reinforced coarse-grained soil model can accurately simulate and reflect the shear expansibility characteristics of geocell-reinforced coarse-grained soil during the stressing process and its complex nonlinear mechanical behavior. Through the secondary development of this model, it can accurately predict the stress-strain curve relationship of different degree types of geocell strength under different perimeter pressures and relative density conditions of sand and soil. In the stage of reaching peak strength and before, the calculation accuracy of the reinforced composite model is basically comparable to that of the separated model, and it also has the advantages of simple modeling and efficient calculation. At the same time, the reinforced composite model solves the problem that the separated model cannot calculate the damage of the fill in geocells up to the Mohr-Coulomb yield function. The results of this research are of great value to the field of numerical analysis of geocell reinforced soil structures and can promote their application in engineering practice.

**Keywords:** geocell; coarse-grained soil; secondary development; UMAT subroutine; reinforcement effectiveness

收稿日期: 2024-06-16; 录用日期: 2024-09-10; 网络首发日期: 2024-11-22

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20241122.1228.005>

基金项目: 国家自然科学基金(52278328)

作者简介: 张冰冰(1992—), 男, 博士研究生; 宋飞(1980—), 男, 教授, 博士生导师

通信作者: 宋飞, songf1980@163.com

土工格室,作为土工合成材料系列中用途最广的产品之一,已在岩土工程领域展现出其广泛的应用价值。其用途涵盖防止边坡和河岸的侵蚀,加固软土地基与路面,控制路面与路基的不均匀沉降,提高软土地基与挡墙的稳定性和保护海岸与河床等关键领域<sup>[1-4]</sup>。然而,当前土工格室加筋土结构面临的一大挑战是缺乏可靠的本构模型和有限元分析方法,这使得工程设计计算和数值模拟不得不依赖工程经验<sup>[5-6]</sup>。对工程设计人员构成了不小的挑战,也在一定程度上限制了土工格室加筋土结构在工程实践中的进一步推广与应用。

鉴于粗粒土具备较高的强度和刚度,以及低压缩性的特性,它常被选为土工格室加筋结构的优质填料<sup>[7-8]</sup>。虽然当前针对土工格室加筋粗粒土的研究已取得显著成果,但大部分研究仍主要集中在试验分析上。赵明华等<sup>[9-10]</sup>简化土工格室计算模型为弹性薄板,将土工格室加筋体视为小挠度弹性圆板,考虑变形协调、耦合变形及摩阻效应,建立轴对称挠曲变形方程。利用 Bessel 函数求解位移,得到双向增强复合地基桩土应力比、沉降及差异沉降公式。卢少可等<sup>[11]</sup>以高强土工格室为研究对象,采用室内三轴试验,研究了加筋砂土应力-应变特性受焊距、高度、围压的影响,且发现加筋区域土体颗粒位移集中、整齐,沿主应力方向扩散。张玲等<sup>[12]</sup>建立基于双层 Euler 梁理论的路面板-路堤-土工格室加筋垫层-地基土相互作用模型,分析发现增大土工格室刚度,可减小路面板和土工格室加筋垫层的挠曲变形;当路堤填土刚度增大,路面板变形减小但土工格室加筋垫层变形增大。王启龙等<sup>[13]</sup>通过 1:3 缩比的模型试验和现场监测,对路肩式土工格室柔性挡墙的受力及变形特性进行了研究,表明水平土压力非均匀分布,中部最大,外侧最小;稳定后水平土压力与变形呈鼓形分布,最大在墙高 1/2 处。Chen 等<sup>[14]</sup>进行了土工格室加筋砂土的单轴压缩试验,研究了砂土相对密度以及土工格室条带的抗拉强度对加筋结构应力应变曲线的影响。Garcia 等<sup>[15]</sup>提出了一种针对土工格室加固土层模量改进系数(MIF)的分析方法,该方法使用双曲线模型作为本构模型,将非线性弹性土体行为与加固体的线性弹性响应联系起来。Madhavi 等<sup>[16-17]</sup>基于纯砂土和土工格室加筋砂土的常规三轴压缩试验结果,考虑了土工格室条带 2.5% 拉伸应变时的割线模量  $M$ 。通过拟合得到加筋土整体的等效弹性模量  $E_g$ ,进而代入砂土本构模型进行计算。Madhavi 等<sup>[18]</sup>通过进一步研究,基于邓肯张切线模量以及土工格室在特定拉伸应变下的割线模量  $M$ ,成功拟合出了土工格室加筋砂土等效杨氏模量  $E_t$ ,并利用邓肯张

E-B模型导出了筋砂土等效泊松比,但该方法不能反映粗粒土剪胀特性。综上所述,目前关于土工格室加筋土结构的研究主要侧重于试验的定性分析,并依赖经验方法来指导实际工程实践。仅有的计算模型也是基于试验结果拟合得出的经验公式,缺乏坚实的理论基础。因此,这些模型无法广泛适用于不同类型的填料和由不同材料制成的土工格室,其普适性有待提高。

有限元分析方法作为当今工程领域不可或缺的重要工具,凭借其独特的优势和广泛的适用性,已在多个领域取得了广泛应用。在土工格室加筋结构的有限元分析中,目前主要存在两类模型分析方法:筋土分离式模型和筋土整体模型。其中,筋土分离式模型是将土工格室与土体按实际尺寸进行独立建模,并分别为它们赋予各自材料的本构模型。即对于土工格室材料,通过拉伸试验确定材料在应变达到 3% 或 5% 时所处的阶段为线弹性阶段,将这一阶段的关键物理力学参数以弹性本构模型方式赋值给土工格室,对于填土仍按土体本构模型考虑<sup>[19-20]</sup>。刘蓓蓓等<sup>[21]</sup>利用有限元分析软件并结合强度折减法,建立了筋土分离式的二级公路路堤模型,探究加筋后路堤稳定性与土工格室材料参数(如焊距、埋深、高度、层数)的关系。冯进等<sup>[22]</sup>采用  $D-P$  弹塑性模型来模拟土体材料的非线性,筋土之间采用经典的 Coulomb 摩擦模型作为筋土界面切向力本构模型的接触单元,探讨了在铺设土工格室后对路堤的变形特性、规律及应力分布的影响。Indraratna 等<sup>[23]</sup>通过筋土分离的方法建立了土工格室加筋道砟层的有限元模型,分析土工格室在不同围压、不同荷载频率下的加固效果。但采用筋土分离式模型的筋-土界面处理相对复杂(如接触条件以及可能的滑移、脱离等),界面反应单元的参数往往难以通过直接试验测定,需要通过间接方法或经验公式进行估算,导致参数不精确而影响计算结果的准确性。此外,土工格室条带拉伸也并非为线弹性本构关系,数值模拟模型无法反映土工格室的真是状态。

针对筋土整体模型,则是将土工格室加筋土结构视作一种经过性能优化的土体,通过试验结果及数据拟合确定加筋土整体的关键物理力学参数,将其赋值给有限元模型的加筋土整体部件,依然遵循土体本构模型进而分析计算<sup>[24-26]</sup>。Madhavi 等<sup>[18]</sup>提出了土工格室加筋土切线模量的经验计算公式,但该公式是基于少量三轴试验结果的拟合得到的,公式中含有经验参数,仅适用于中密砂,对于不同填料和不同材质土工格室的适用性,仍有待于进一步研究,此外,由于采用切线泊松比,该方法无法反映填料的剪胀变形,并且格室加筋土表观黏聚力公式

也未考虑其节点强度的影响。由于筋土整体模型仅需求少量参数,建模过程简便快捷,模型计算效率高,且所得结果也对工程设计具有参考价值,因此,也在工程领域得到了广泛且有效的应用<sup>[27-28]</sup>。该方法的难点在于如何精准地获取加筋土整体的模型参数,但目前尚缺乏一种可靠的理论方法来直接求解这些参数。目前通过试验结果拟合得到的模型参数往往缺乏普遍适用性。且拟合参数也有无明确物理意义,不利于加筋模型的优化分析<sup>[29-30]</sup>。

分析上述文献发现,现有研究主要侧重于试验的定性分析和试验结果拟合模量参数进行数值模拟分析,但鲜有针对土工格室加筋粗粒土理论模型及其二次开发应用的研究工作。因此,本文开展以下工作:首先,基于三参数的粗粒土非线性剪胀模型,以及土工格室加筋的附加约束围压机理,提出了土工格室加筋粗粒土非线性剪胀模型。随后,利用 ABAQUS 提供的用户自定义材料子程序 UMAT 接口,开发出了加筋粗粒土非线性剪胀模型的子程序。最后分别通过应变软化型和应变硬化型的土工格室加筋砂土三轴试验结果与模型模拟结果进行了对比验证,同时还将土工格室参数( $D_0$  和  $M_1$ )对粗粒土加筋效能发挥的水平进行了评估。这一研究成果对于岩土工程领域的数值分析具有重要的应用价值,能够为相关工程提供更加高效、实用的解决方案。

## 1 土工格室加筋粗粒土模型

### 1.1 土工格室加筋作用

Bathurst 等<sup>[31]</sup>和 Rajagopal 等<sup>[32]</sup>的研究结果揭示了土工格室加筋作用会对填料形成侧向约束效应,从而对填料产生附加围压 $\sigma_g$ ,进而提高了加筋土体的强度。在土工格室加筋侧向约束效应的基础上,基于薄壁圆筒的张拉理论<sup>[33]</sup>,可以量化土工格室对土体的约束作用,并据此确定其产生的附加围压 $\sigma_g$ 。可通过下式确定:

$$\sigma_g = \frac{2M_s}{D_s} \frac{\varepsilon_c}{(1-\varepsilon_1)} \quad (1)$$

式中: $\varepsilon_1$ 为试样的轴向应变; $M_s$ 为拉伸应变达到 $\varepsilon_c$ 时对应的土工格室条带的割线模量,可通过格室条带的拉伸试验确定; $\varepsilon_c$ 为试样在轴向应变 $\varepsilon_1$ 时的圆

周向应变, $\varepsilon_c = \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_1}}$ ;  $D_s$ 为试样达到轴向应变 $\varepsilon_1$ 时,土工格室网格所对应的变形后直径,  $D_s =$

$$D_0 \sqrt{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_1}}$$

此外,在土工格室加筋土结构中,鉴于其附加围压 $\sigma_g$ 作用效应,传统的广义胡克定律已无法准确描

述加筋后填料的应力-应变行为。Song 等<sup>[34]</sup>针对这一问题,提出了一种新的应力应变表达方式,用以描述土工格室中填料竖向应力增量与水平方向增量之间的关系。具体表达式为

$$d\sigma_1 = E_t d\varepsilon_1 + m d\sigma_3 \quad (2)$$

式中: $E_t$ 采用邓肯张模型的切线模量; $d\sigma_3$ 为填料侧向应力增量,即  $d\sigma_3 = d\sigma_c + d\sigma_g$ ,其中, $d\sigma_c$ 为试验施加的围压增量, $d\sigma_g$ 为土工格室的约束围压增量。

将式(1)写成增量的形式为

$$d\sigma_g = \frac{2M_1}{D_e} \frac{d\varepsilon_c}{1-\varepsilon_1} \quad (3)$$

其中 $M_1$ 为土工格室条带的切线模量,假设在试样的环向变形是均匀的,则  $d\varepsilon_c$  可近似表示为

$$d\varepsilon_c = -d\varepsilon_3 \quad (4)$$

值得注意的是,为了准确表达竖向应力增量与水平方向应力增量之间的关系,引入关键参数  $m$ ,其具体的表达式为

$$m = \frac{\frac{\partial f}{\partial q} - \frac{2}{3} \frac{\partial f}{\partial p}}{\frac{1}{3} \frac{\partial f}{\partial p} + \frac{\partial f}{\partial q}} \quad (5)$$

式中: $f$ 为所选取函数的屈服函数方程, $p$ 为土体所受的平均主应力, $q$ 为土体所受的平均剪应力。

根据 Song 等<sup>[34]</sup>的研究,对于应变软化型填料,选用 Mohr-Coulomb 屈服函数较为合适,在三轴压缩应力状态下( $\theta = 0^\circ$ ),对于粗粒土(黏聚力  $c = 0$ )的表达式为

$$f = 6p \sin \varphi_{\text{mob}} + q(\sin \varphi_{\text{mob}} - 3) = 0 \quad (6)$$

式中  $\varphi_{\text{mob}}$  为启动摩擦角,表达式为

$$\varphi_{\text{mob}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (7)$$

将式(6)代入式(5),可得到 Mohr-Coulomb 屈服函数条件下,参数  $m$  的表达式为

$$m = \frac{3+2\eta}{3-\eta} \quad (8)$$

其中  $\eta = q/p$ 。

而对于应变硬化型填料,则选用修正 Cam-clay 屈服函数较为合适,其表达式为

$$f = c_p \ln \frac{p}{p_0} + c_p \ln \left( 1 + \frac{q^2}{M^2 p^2} \right) - \varepsilon_v^p = 0 \quad (9)$$

式中: $p_0$ 为加筋土整体起始平均正应力;硬化参量  $\varepsilon_v^p$  为塑性体积应变; $c_p$ 为参数。

同理,将式(9)代入式(5),可得到修正 Cam-clay 屈服函数条件下,参数  $m$  的表达式为

$$m = \frac{3-2\omega}{3+\omega} \quad (10)$$

其中  $\omega = (M^2 - \eta^2)/(2\eta)$ 。

## 1.2 加筋粗粒土非线性剪胀模型

为了建立一个能够反映土工格室加筋粗粒土力学特性的模型,在三参数模型的基础上,进一步考虑土工格室加筋作用所产生的附加围压效应。此时将土工格室加筋粗粒土视为一种整体材料,即相当于把粗粒土看作提高强度的一种土体,构建出加筋土整体的非线性剪胀模型,继而更全面地预测加筋粗粒土的力学行为:

$$\begin{cases} d\varepsilon_v = \frac{dp_c}{K_{pc}} + \frac{dq_c}{K_{qc}} \\ d\varepsilon_s = \frac{dq_c}{G_c} \end{cases} \quad (11)$$

其中: $K_{pc}$ 、 $K_{qc}$ 和 $G_c$ 分别为加筋土整体的体变模量、剪胀模量、剪切模量。假设粗粒土的应变分为弹性应变 $\varepsilon^e$ 和剪胀应变 $\varepsilon^q$ ,则 $d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^q$ 和 $d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^e + d\varepsilon_s^q$ 。 $p_c$ 和 $q_c$ 分别为加筋土整体的平均应力和广义剪应力,其在三轴应力空间中,可由下式确定:

$$\begin{cases} p_c = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_c}{3} = p - \frac{2\sigma_g}{3} \\ q_c = \sigma_1 - \sigma_c = q + \sigma_g \end{cases} \quad (12)$$

同时,在三轴应力状态下,基于 Pastor-Zienkiewicz 剪胀方程<sup>[35-36]</sup>,当弹性变形较小且可以忽略不计时,结合 Nova 提出的流动法则<sup>[37]</sup>,可得土工格室加筋土整体的侧向应变增量与轴向应变增量表达式:

$$d\varepsilon_3 = \frac{\frac{2}{3}(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right) - 1}{\frac{2}{3}(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right) + 2} d\varepsilon_1 \quad (13)$$

式中 $\alpha$ 为材料常数。

根据式(2)、(3)、(12)和式(13),可以将土工格室加筋土整体的应力-应变增量关系表达式简化为

$$d\sigma_1 - md\sigma_c = E_{tc} d\varepsilon_1 \quad (14)$$

式中 $E_{tc}$ 为土工格室加筋土整体的等效切线模量,表达式为

$$E_{tc} = E_t - \frac{mM_t \left[ 2(1+\alpha) \left( M_c - \frac{q_c}{p_c} \right) - 3 \right]}{D_e(1-\varepsilon_1) \left[ (1+\alpha) \left( M_c - \frac{q_c}{p_c} \right) + 3 \right]} \quad (15)$$

在土工格室加筋土整体中, $M_t$ 为土工格室的切线模量; $M_c$ 为 $p_c - q_c$ 平面上的临界状态应力比,其表达式为

$$M_c = \frac{3Mp_c^2 + (3p_c + 2Mp_c + 2q_c)\sigma_g}{3p_c^2 + 2p_c\sigma_g} \quad (16)$$

其中 $M$ 为 $p - q$ 平面上的临界状态应力比, $M =$

$$\frac{6\sin\varphi_{cr}}{3 - \sin\varphi_{cr}}$$

根据邓肯张模型弹性模量 $E_{ur}$ ,可导出土工格室加筋土整体的等效弹性模量的表达式为

$$E_{urc} = K_{urc} P_a \left( \frac{\sigma_c}{P_a} \right)^n \quad (17)$$

式中 $K_{urc}$ 为土工格室加筋土整体卸载再加载的模量数,表达式为

$$K_{urc} = K_{ur} \left( \frac{\sigma_c + \sigma_g}{\sigma_c} \right)^n \quad (18)$$

式中 $K_{ur}$ 、 $n$ 均可通过卸载再加载试验确定。

### 1.2.1 模型参数推导

在土工格室加筋粗粒土非线性剪胀模型中,确定加筋土整体参数 $K_{pc}$ 、 $K_{qc}$ 和 $G_c$ 至关重要。通过加筋土整体的应力应变关系及 Pastor-Zienkiewicz 剪胀方程,进行理论推导得到其参数表达式。

1) 加筋土整体的体变模量 $K_{pc}$ 。加筋土整体的体变模量 $K_{pc}$ 是描述土体弹性体积应变与应力之间关系的关键参数,在三轴压力条件下,根据虎克定律可得其关系式为

$$K_{pc} = \frac{E_{urc}}{3(1-2\mu_c)} \quad (19)$$

式中 $\mu_c$ 为加筋土整体弹性泊松比,可近似等于土的泊松比。

2) 加筋土整体的剪胀模量 $K_{qc}$ 。基于式(13),可推导出加筋土整体的体积应变增量 $d\varepsilon_v^q$ 与轴向应变增量 $d\varepsilon_1$ 之间的具体关系表达式为

$$d\varepsilon_v^q = d\varepsilon_1 + 2d\varepsilon_3 = \frac{2(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right)}{\frac{2}{3}(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right) + 2} d\varepsilon_1^q \quad (20)$$

此外,根据弹性应变 $\varepsilon^e$ 和剪胀应变 $\varepsilon^q$ 关系,可得加筋土整体的剪胀轴向应变增量 $d\varepsilon_1$ 的表达式为

$$d\varepsilon_1^q = d\varepsilon_1 - d\varepsilon_1^e = \frac{E_{urc} - E_{tc}}{E_{tc} E_{urc}} (d\sigma_1 - md\sigma_c) \quad (21)$$

同时,进一步将式(12)的广义剪应力 $q_c$ 扩展为如下增量形式:

$$dq_c = d\sigma_1 - d\sigma_c \quad (22)$$

在三轴试验条件下,所施加的侧向应力保持不变( $d\sigma_c = 0$ ),此时广义剪应力增量 $dq_c$ 和轴向应变增量 $d\varepsilon_1$ 可进一步简化为

$$\begin{cases} dq_c = d\sigma_1 \\ d\varepsilon_1 = \frac{d\sigma_1}{E_{tc}} \end{cases} \quad (23)$$

联立式(20)和式(23),可得筋土整体的剪胀模量 $K_{qc}$ 的表达式为

$$K_{qc} = \frac{dq_c}{d\varepsilon_v^q} = \frac{\frac{2}{3}(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right) + 2}{2(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right)} \frac{E_{urc}E_{tc}}{E_{urc} - E_{tc}} \quad (24)$$

3) 加筋土整体的剪切模量  $G_c$ 。值得注意的是, 在土工格室加筋粗粒土模型中, Pastor-Zienkiewicz 剪胀方程的参数  $M$ 、 $q$  和  $p$  将被赋予为加筋土整体参量, 此时剪胀方程即为

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} = (1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right) \quad (25)$$

联立式 (20) 和式 (25), 可得广义剪应变增量  $d\varepsilon_s$  的表达式为

$$d\varepsilon_s^q = \frac{2}{\frac{2}{3}(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right) + 2} d\varepsilon_1^q \quad (26)$$

进而, 联立式 (22) 和式 (26), 可以推导出加筋土整体的剪切模量  $G_c$  的具体表达式为

$$G_c = \frac{dq_c}{d\varepsilon_s} = \frac{E_{urc}E_{tc}}{1 - \frac{1}{3}(1+\alpha)\left(M_c - \frac{q_c}{p_c}\right) + 1} (E_{urc} - E_{tc}) + \frac{2}{3}(1+\mu)E_{tc} \quad (27)$$

### 1.2.2 模型破坏准则

模型破坏准则在结构安全评估、材料设计以及工程分析中至关重要。针对该模型的破坏机制主要从两个方面来考虑: 一是土工格室材料达到强度峰值时的破坏情形; 二是加筋土整体强度达到修正 Mohr-Coulomb 强度准则时的破坏状态。在模型计算的整个进程中, 上述两个破坏准则协同作用, 共同构成了判别土工格室加筋粗粒土是否达到强度峰值破坏的综合标准。

1) 土工格室破坏。在土工格室加筋土结构承受压力的过程中, 土工格室的条带因受到其内部土体的挤压作用而产生拉力。拉力  $T_i$  表达式为

$$T_i = T_{i-1} + dT \quad (28)$$

式中:  $T_{i-1}$  为前一次迭代的拉力值, 拉力迭代增量  $dT = M_i d\varepsilon_c$ 。  $T_s$  为土工格室结点剥离、剪切和对拉强度的最小值。在模型计算与分析的进程中, 一旦该峰值拉力达到或超过 (即当  $T_i \geq T_s$  时), 即判定土工格室发生破坏, 终止计算。

2) 筋土整体破坏。此外, 在承受外部荷载的过程中, 筋土整体存在先于土工格室材料发生破坏的可能性。对此采用修正后的 Mohr-Coulomb 强度准则作为筋土整体破坏的判别依据, 其表达式为

$$\sigma_{if} = \sigma_c \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_r \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (29)$$

式中表观黏聚力  $c_r$  的表达式为

$$c_r = \frac{\sigma_s}{2} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (30)$$

在模型计算进程中, 当轴向应力  $\sigma_1 \geq \sigma_{if}$  时, 即判定筋土整体发生破坏, 终止计算。

## 2 加筋粗粒土模型开发与验证

通过利用 ABAQUS 软件 UMAT (use-defined-material mechanical behaviour) 子程序的二次开发功能, 对土工格室加筋粗粒土非线性剪胀模型进行了开发, 并通过三轴试验对其进行了验证, 以期该模型在实际工程中对于土工格室加筋粗粒土结构的有限元分析得到广泛应用。

### 2.1 模型的二次开发

目前, 对于材料本构模型二次开发的有限元软件较多, 其中 ABAQUS、ANSYS、FLAC3D 等平台在工程中取得了广泛的应用<sup>[38]</sup>。文中采用 ABAQUS 软件的 UMAT 子程序模块对土工格室加筋粗粒土非线性剪胀模型进行二次开发。

UMAT 子程序通过借助 FORTRAN 语言编写, 编写过程主要分为以下步骤: 1) 定义模型参数, 通过 ABAQUS 软件中内置 PROPS 数组来定义和读取用户输入的模型参数, 该模型共需定义 19 个参数 (详见 2.2 节); 2) 定义状态变量, 利用 STATEV 数组来定义和更新迭代过程中的状态变量, 该模型共需定义 3 个状态变量 (历史最大偏差应力、固结应力和应力水平); 3) 编写该模型模量的计算公式, 结合 1.3 节模型中 3 个模量 ( $K_{pc}$ 、 $K_{qc}$  和  $G_c$ ) 参数的具体表达式, 编写出相应计算程序; 4) 编写 Jacobian 刚度矩阵, 基于 DDSDD 数组编写模型 Jacobian 刚度矩阵, 并借助 Newton-Raphson 非线性迭代算法 (图 1) 不断更新应力状态, 其迭代过程如下:

1) 依据所建立有限元模型的几何尺寸关系计算出应变增量, 表达式为

$$\{d\varepsilon\} = [B] \{d\delta\} \quad (31)$$

2) 通过 Jacobian 刚度矩阵及式 (31) 的应变增量获取应力增量, 表达式为

$$\{d\sigma\} = [D] \{d\varepsilon\} \quad (32)$$

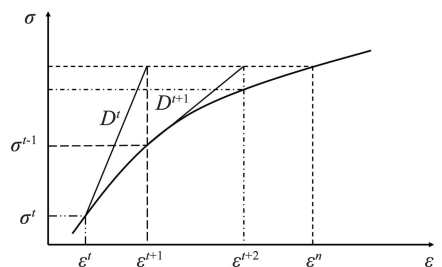


图 1 Newton-Raphson 非线性迭代算法

3) 基于应力增量与前一步应力值得到应力预测值, 表达式为

$$\{\sigma\}^{'+1} = \{\sigma\}' + \{d\sigma\} \quad (33)$$

其中  $\{\sigma\}'$  表示前一个增量步终止的应力值。

针对土工格室加筋粗粒土模型的非线性问题, ABAQUS 主程序在增量步中计算单元积分点时, 将会调用 UMAT 子程序。子程序在被调用运算时, 主程序会传递当前增量步的应变增量; 子程序在调用结束时, 将会更新积分点的应力状态及 3 个模量 ( $K_{pc}$ 、 $K_{qc}$  和  $G_c$ ), 并可选择性地更新其他变量。同时, UMAT 子程序通过主程序接收应变增量以及当前已知的应力、应变等求解过程相关变量。子程序计算流程如图 2 所示。

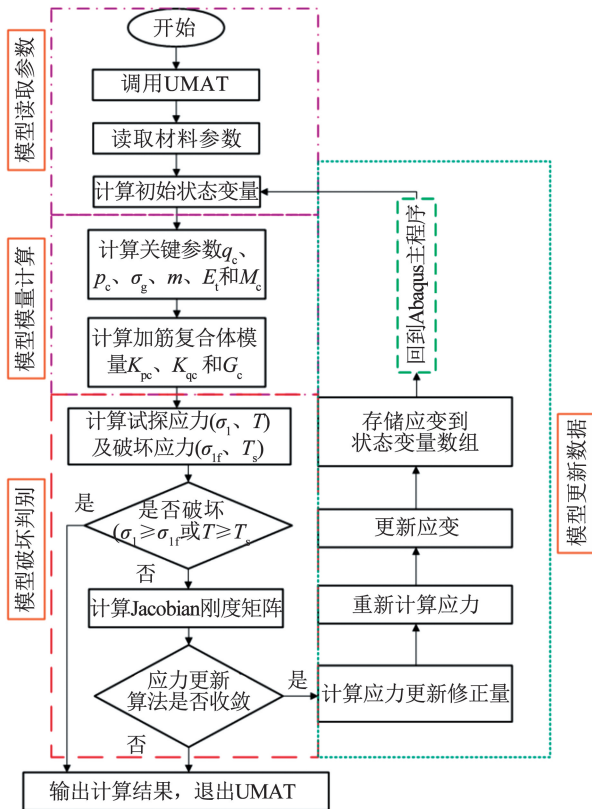


图 2 UMAT 子程序算法流程

Fig. 2 UMAT subroutine algorithm flow

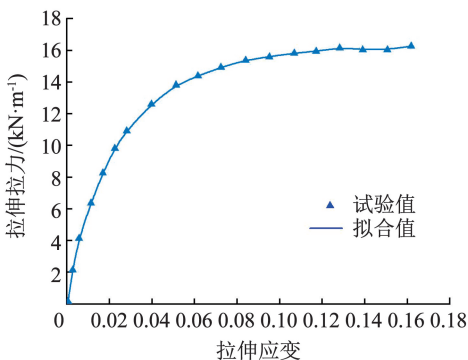
### 2.2 三轴试验模拟与验证

以往在研究土工格室加筋粗粒土结构的力学行为时, 发现其应力-应变关系展现出复杂的两面性, 即包括应变硬化特性与应变软化特性。为了准确描述这些特性, 针对应变软化行为, 选用了 Mohr-Coulomb; 而对于应变硬化特性, 则引入了修正 Cam-clay 屈服函数。针对加筋粗粒土不同的强度特征, 分别开展了三轴试验对该模型进行验证。

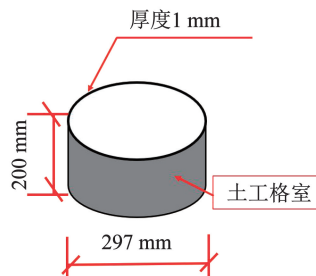
#### 2.2.1 应变软化型加筋粗粒土验证

为了验证应变软化特性的土工格室加筋粗粒土模型的有效性, 以及 UMAT 子程序编写的正确性, 利用 ABAQUS 有限元软件对文献[39]中提及的土工格室加筋砂土三轴压缩试验进行了模拟, 并将模拟结果与文献给出的试验结果进行对比分析。试验仪器采用 TAJ-2000 型大型动静三轴试验系统, 试样筒高度 600 mm、直径 300 mm。土工格室选用高密度聚乙烯(HDPE)材质的条带, 结点采用超声波焊接方式连接, 其中土工格室条带拉伸试验结果如图 3(a)所示。为了确保加筋土整体的均匀性, 将土工格室加工为高度 200 mm、直径 297 mm 的圆环形状, 如图 3(b)所示。试验填料采用福建标准砂, 将砂样制备为两种不同的相对密度 ( $D_r$ ) 状态, 分别为 5% 和 87%。从试样制备、试验前的准备到加载试验的全过程, 均严格遵循《土工试验方法标准》(GB/T 50123—2019) 的规范要求。值得注意的是, 土工格室被自下而上分层布置于橡皮膜内, 共设 3 层。首先, 放置第 1 层土工格室, 随后填充福建标准砂并采用振捣法细致压实, 确保其达到预定的压实度标准 (96% 以上); 接着, 依序放置第 2 层土工格室, 重复填充与压实步骤, 直至第 3 层土工格室也完成装样, 如图 3(c)所示。

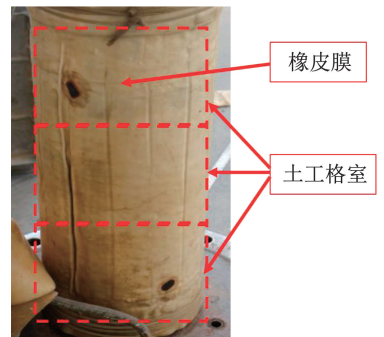
针对 5% 和 87% 两种相对密度条件纯福建标准砂的三轴试验结果, 基于邓肯张双曲线模型分析试验数据方法, 分别得到其切线模量  $E_t$  的关键参数,



(a) 条带拉伸试验结果



(b) 土工格室试样



(c) 土工格室布置

图 3 条带拉伸结果及土工格室布置

Fig. 3 Strip tensile results and geocell arrangement

值得注意的是,考虑到粗粒土强度的非线性,内摩擦随围压变化的表达式为  $\varphi = \varphi_0 - d\varphi \lg(\sigma_3/p_a)$ 。另外,加筋模型中切线模量  $M_t$  (kN/m) 的确定则依赖于土工格室条带的拉伸试验数据,通过对其进行 8 次多项式拟合 ( $R^2 > 0.999$ ) 后再求导得出,以下是  $M_t$  的具体表达式。具体加筋模型参数详见表 1。

$$M_t = 8P_0\varepsilon_1^7 + 7P_1\varepsilon_1^6 + 6P_2\varepsilon_1^5 + 5P_3\varepsilon_1^4 + 4P_4\varepsilon_1^3 + 3P_5\varepsilon_1^2 + 2P_6\varepsilon_1 + P_7 \quad (34)$$

式中:  $P_0 \sim P_7$  为切线模量  $M_t$  的拟合系数,  $P_0 = -5.72 \times 10^9$ ,  $P_1 = 4.08 \times 10^9$ ,  $P_2 = -1.20 \times 10^9$ ,  $P_3 = 1.91 \times 10^8$ ,  $P_4 = -1.77 \times 10^7$ ,  $P_5 = 988\ 149.2$ ,  $P_6 = -34\ 961.5$ ,  $P_7 = 885.7$ 。

表 1 模型参数

Tab. 1 Model parameters

$D_r/\%$	$K$	$n$	$R_f$	$c$	$\varphi_0$	$d\varphi$	$\varphi_{cr}$	$\alpha$	$K_{ur}$	$\mu_c$
5	581.6	0.8	0.957	0	37.32	4.33	32	0.45	730	0.24
87	1 651.2	0.45	0.949	0	42.24	3.15	32	0.45	1 940	0.25

在建立加筋土整体的有限元模型时,采用了 C3D8 型计算网格单元,分析步设置为固结和剪切两个计算步骤。试验结果和模型预测结果如图 4 所示,与试验数据相比,对于  $D_r = 5\%$  的福建标准砂,该模型在 100、200、300 kPa 围压下,峰值偏应力的相对误差分别为 7.5%、1.1% 和 2.1%;对于  $D_r = 87\%$  的福建标准砂峰值偏应力的相对误差则在

4.8% ~ 9.5% 之间波动。这些数据充分证明了模拟计算结果与实验结果的良好一致性,进一步验证了该加筋粗粒土模型的准确性及子程序编制的正确性。由于模型破坏采用了 Mohr-Coulomb 强度准则,该模型计算结果在强度达峰值时即终止计算,往往在工程设计中也仅关注达峰值强度时,这一阶段材料的力学特性。

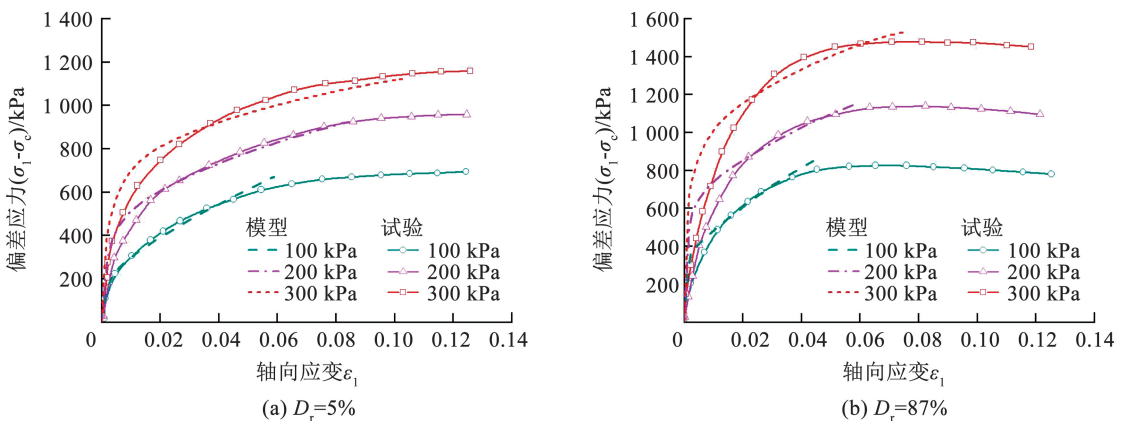


图 4 数值模拟结果与试验结果对比

Fig. 4 Comparison of numerical simulation results with experimental results

上述结果表明加筋粗粒土模型计算结果可以反映土工格室强度、围压和砂土相对密度对应力-应变曲线的影响,且可以准确预测土工格室加筋粗粒土的强度变化规律。鉴于加筋砂土应力-应变关系并非简单的线性函数,其数学模型通常面临较大的复杂性,文中基于现有大型有限元软件 ABAQUS 平台进行二次开发,充分利用了其卓越的非线性有限元分析能力及优秀的算法程序,成功开发出了加筋粗粒土的非线性剪胀模型。该模型不仅适用于相关岩土工程的数值分析,还能为处理复杂的工程问题

提供高效实用的解决方案。

### 2.2.2 应变硬化型加筋粗粒土验证

为了验证应变硬化特性的土工格室加筋粗粒土模型,选用文献[40]中提及的土工格室加筋砂土三轴压缩试验进行了模拟分析。所建立的有限元模型如图 5(a) 所示,模型也采用 C3D8 型计算网格单元。由于文献中常规三轴试验的试样为直径 70 mm、高度 140 mm 的对称圆柱体,为简化计算,仅取试样的四分之一圆柱体作为模拟对象,即可充分反映整体试样的应力-应变关系<sup>[41]</sup>。

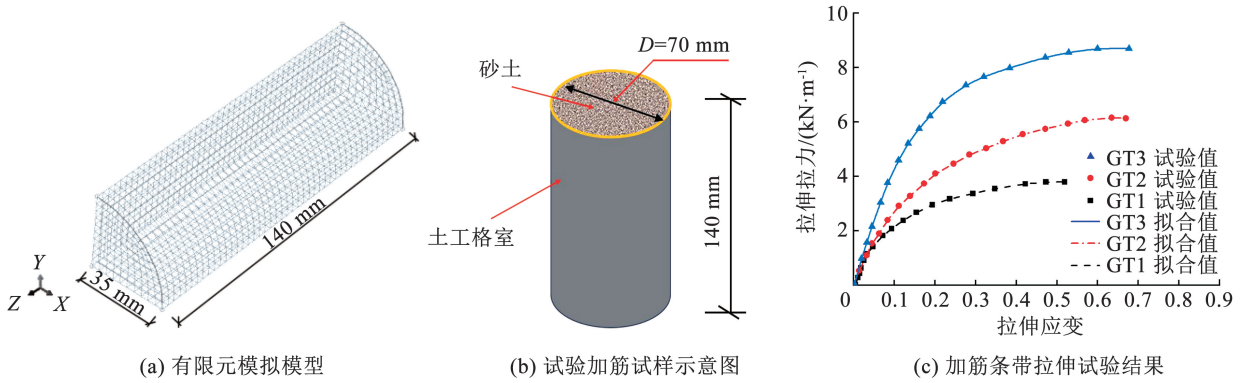


图 5 有限元计算模型及条带拉伸试验结果

Fig. 5 Finite element calculation model and strip tensile test results

文献[40]中所用填料为均匀分级角质石英砂,其关键物理参数包括:比重( $G_s$ )为 2.65,有效粒径( $D_{10}$ )为 0.7 mm,均匀系数( $C_u$ )为 1.23,级配系数( $C_c$ )为 0.84,最大值干重度 $\gamma_{max}$ 和最小值干重度 $\gamma_{min}$ 分别为 16.48 和 13.73 kN/m<sup>3</sup>。根据文献中对相对密度( $D_r$ )分别为 60% 和 80% 纯砂土进行的三轴压缩试验结果,通过分析计算可得:对于  $D_r = 60\%$  的砂土,非线性双曲线模型的参数  $k$ 、 $n$  和  $R_f$  分别为 258.5、0.827、0.929,强度参数  $\varphi = \sigma_3 / (-0.0383 + 0.0274\sigma_3)$ ,卸载模量参数  $k_{ur}$  和泊松比  $\mu_c$  分别为 380、0.25;对于  $D_r = 80\%$  的砂土则  $k$ 、 $n$  和  $R_f$  分别为 731.5、0.423、0.976,  $\varphi = \sigma_3 / (-0.1614 + 0.0269\sigma_3)$ ,

卸载模量参数  $k_{ur}$  和泊松比  $\mu_c$  分别为 970、0.24。两种相对密度的该砂土黏聚力  $c$  均为 0。此外, Lu 等<sup>[42]</sup>的研究结果表明干燥石英砂的残余摩擦角  $\varphi_{cr}$  约为 32°, Song 等<sup>[34]</sup>研究指出砂土剪胀参数  $\alpha$  大约为 0.45。

另外,文献[40]中土工格室加筋砂土的试样如图 5(b)。其中,土工格室采用 3 种不同强度和刚度的条带(GT1,GT2 和 GT3 型)制作,条带节点采用搭接缝合方式连接。文献通过对宽度 200 mm 和长度 100 mm 的土工格室条带进行拉伸速度为 0.24 mm/min 的拉伸试验,拉伸结果如图 5(c)所示。经 8 次拟合求导处理后(同式(34)),切线模量  $M_t$  具体参数见表 2。

表 2 切线模量  $M_t$  的拟合系数

Tab. 2 The fitting coefficients for the tangent modulus  $M_t$

条带类型	$P_0$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$	$P_7$
GT1	-110 525.65	261 551.88	-257 768.47	136 861.83	-42 384.41	7 796.79	-855.09	62.65
GT2	-2 988.12	8 731.77	-10 912.18	7 631.74	-3 319.75	966.98	-209.99	40.84
GT3	16 935.69	-44 640.73	47 884.15	-26 826.63	8 235.85	-1 187.89	-48.12	54.10

二次开发的加筋粗粒土模型数值计算结果与文献[40]试验结果对比,如图 6 所示。由图 6 可知,利用二次开发得到的加筋粗粒土模型所模拟的偏应力-轴向应变曲线与文献试验结果高度一致,表明文中模型计算结果可以有效反映土工格室强度、砂土相对密度和围压对加筋粗粒土应力-应变的影响,也验证了该模型在描述砂土强度变化趋势方面的有效性,能够充分展现出加筋砂土的力学特性。

从同一土工格室强度条件下不同相对密度的加筋砂土强度指标对比来看(图 6),随着相对密度由 60% 增加到 80%,不同围压状态下的砂土强度均有所增强,但增幅并不显著。另外,不难发现加筋砂土表现出明显的应变硬化特征,因此仅重点关注在轴

向应变  $\varepsilon_1 = 0.15$  时,不同围压条件下加筋砂土强度的变化规律,以图 6(a)、6(b)为例,当相对密度从 60% 提升至 80% 时,围压  $\sigma_c = 20$  kPa 的试样偏差应力峰值提高了 31.09 kPa,提高率为 8.53%;围压  $\sigma_c = 50$  kPa 的试样偏差应力峰值提高了 35.02 kPa,提高率为 8.06%;围压  $\sigma_c = 100$  kPa 的试样偏差应力峰值提高了 40.76 kPa,提高率为 6.75%;围压  $\sigma_c = 200$  kPa 的试样偏差应力峰值提高了 151.89 kPa,提高率为 18.11%。表明砂土的相对密度对加筋砂土强度的提高不显著。

此外,为了探究 3 种不同强度土工格室对砂土强度的提升效率,以图 6(a)、6(c)、6(e)为例作对比,在  $\varepsilon_1 = 0.15$  时,当围压  $\sigma_c = 20$  kPa 时,相较于

GT1 型土工格室, GT2 型和 GT3 型加筋的砂土强度提高率分别达到了 41.28%、88.81%; 当围压  $\sigma_c = 50$  kPa 时, 强度提高率分别达到了 46.95%、81.74%; 当围压  $\sigma_c = 100$  kPa 时, 强度提高率分别达到了

53.64%、84.35%; 当围压  $\sigma_c = 200$  kPa 时, 强度提高率分别达到了 128.81%、141.07%。表明土工格室强度越高, 对于加筋砂土的加固效果越明显。

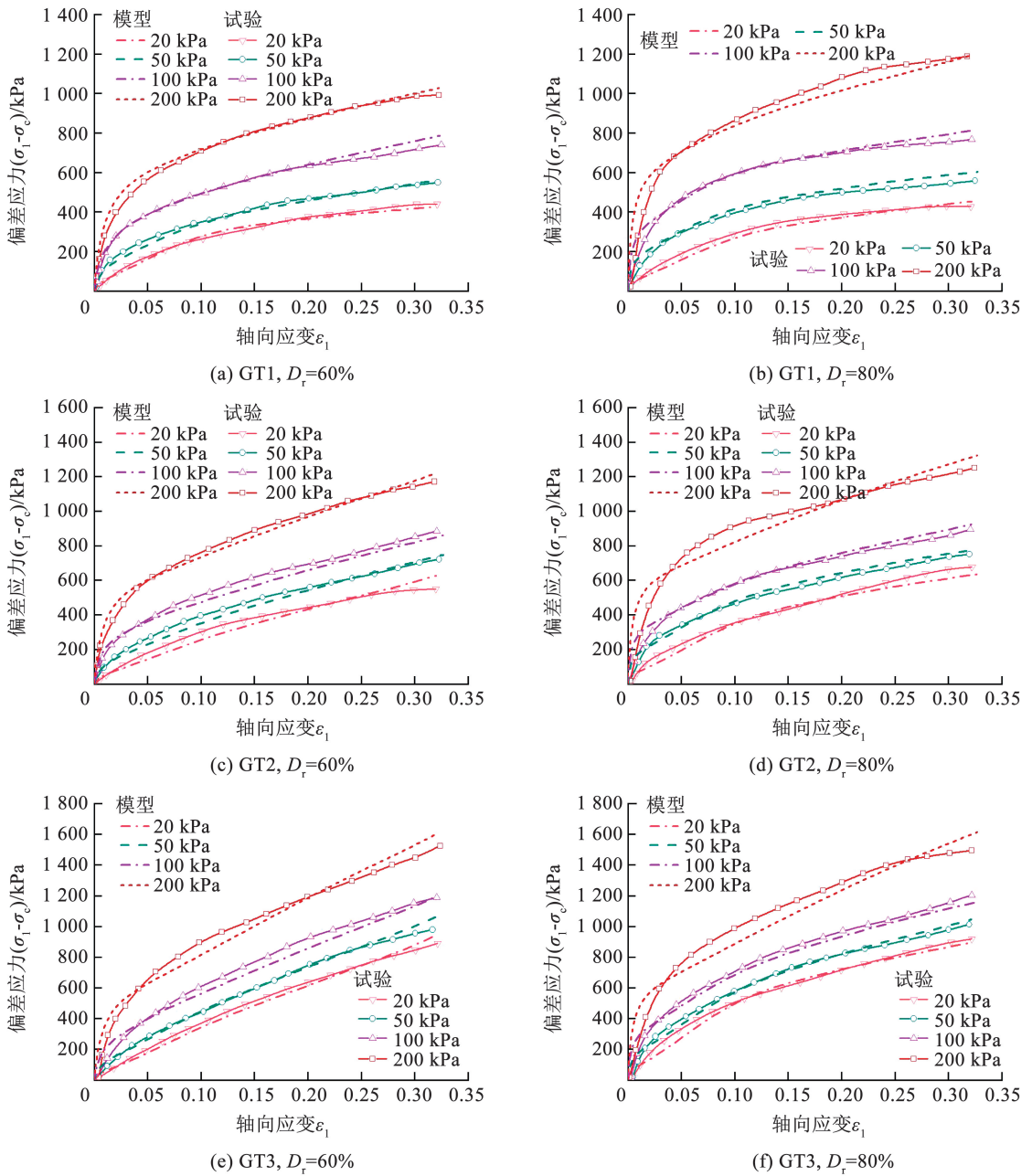


图 6 数值模拟结果与试验结果对比

Fig. 6 Comparison of numerical simulation results with experimental results

为了研究不同研究因素下加筋土整体模型的剪胀性差异, 分别针对不同围压和土工格室材料条件下加筋砂土的体积应变-轴向应变进行数值计算, 结果如图 7 所示。

由图 7 可知, 体积应变随着轴向应变的不断增大, 先表现出剪缩, 再表现出剪胀的变化趋势。分析图 7(a) 可得, 不加筋砂土的剪胀性强于土工格室加

筋砂土, 另外, 随着  $\sigma_c$  的增大, 不加筋砂土和土工格室加筋砂土的剪胀性均减弱, 这与 Madhavi<sup>[16-17]</sup> 的研究结果相一致。对比图 7(b) 可知, 在轴向应变相同的情况下, 体积应变随着土工格室条带强度的提高, 土工格室加筋砂土的剪胀性减弱, 剪缩趋势增强。

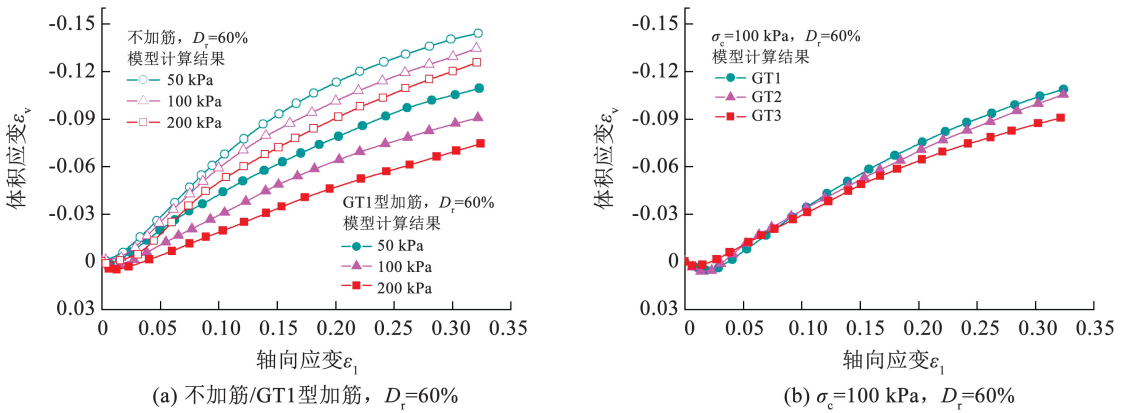


图 7 不同研究因素下模型数值模拟  $\epsilon_v - \epsilon_1$  结果对比

Fig. 7 Comparison of the results of numerical simulation of the model  $\epsilon_v \sim \epsilon_1$  under different study factors

### 2.3 筋土整体模型与分离式模型对比

在当前的土工格室加筋土结构数值模拟研究中,采用筋土分离式建模的方法也较为普遍<sup>[43-44]</sup>,该方法通过分别独立构建土工格室与土体的几何模型,并分别赋予它们自身材料特性相应的本构模型。特别地,在本节的研究工作中,土工格室采用了自主研发的弹塑性模型,而填料部分则选用了 1.1 节中所介绍的粗粒土非线性剪胀模型,这两种模型均被编写为 UMAT 子程序。另外,在筋土分离式有限元模型的网格划分时,砂土仍采用 C3D8 型网格单元,而土工格室则采用 M3D4 型网格单元。当进行

2.2.1 节所述的三轴试验结果的数值模拟验证时,同时调用了上述两个模型的 UMAT 子程序,协同计算不同研究因素下加筋砂土的强度和变形特性。值得注意的是,针对土工格室的弹塑性模型共需 4 个关键参数:拉伸模量设定为 460 MPa;压缩模量为 0.001 kPa;泊松比为 0;材料屈服极限则为 50 MPa。至于填料部分(福建标准砂),其参数配置则直接沿用表 1 中的既定数据,确保了模拟条件的一致性与可比性。最终,通过该数值模拟方法得出的计算结果,如图 8 所示。

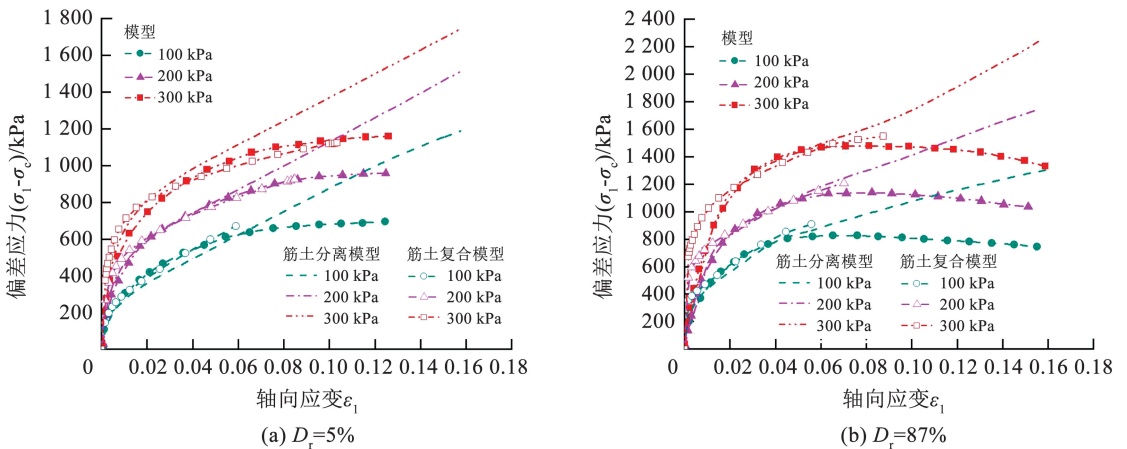


图 8 模型数值模拟结果与试验结果对比

Fig. 8 Comparison of model numerical simulation results with experimental results

为了深入评估并比较这两种建模方法在数值模拟结果上的精确度,将文中加筋土整体模型与筋土分离式模型的计算结果作对比分析。由图 8 可知,在加筋土体结构强度达到峰值及其之前的模拟阶段,加筋土整体模型与筋土分离式模型均展现出了与试验结果高度的一致性,验证了各自方法在模拟精度上的可靠性。然而,当达到强度峰值后,两者表现出不同的计算状态:1) 加筋土整体模型停止计

算,准确反映了加筋土体结构在极限状态下的强度特性;2) 而筋土分离式模型则持续进行计算,直至达到土工格室因强度屈服而破坏的全过程,无法模拟出填料达到屈服强度而破坏的过程。另外,为了公平对比两者的计算效率,统一将两模型的网格单元细化至 0.01 的 C3D8 型标准。不同研究因素下两模型计算时长如图 9 所示,在计算不同相对密度 ( $D_r = 5\%$  和  $D_r = 87\%$ ) 的福建标准砂样本时,加筋

土整体模型展现出了显著的效率优势。具体而言, 其平均计算时间分别为 46 min 和 39 min(基于 4 核心 CPU 配置), 相比之下, 筋土分离式模型则分别耗

时 109 min 和 97 min。这一对比结果明确表明, 采用文中的加筋土整体模型, 计算时间节省了约 60%, 显著提高了计算效率。

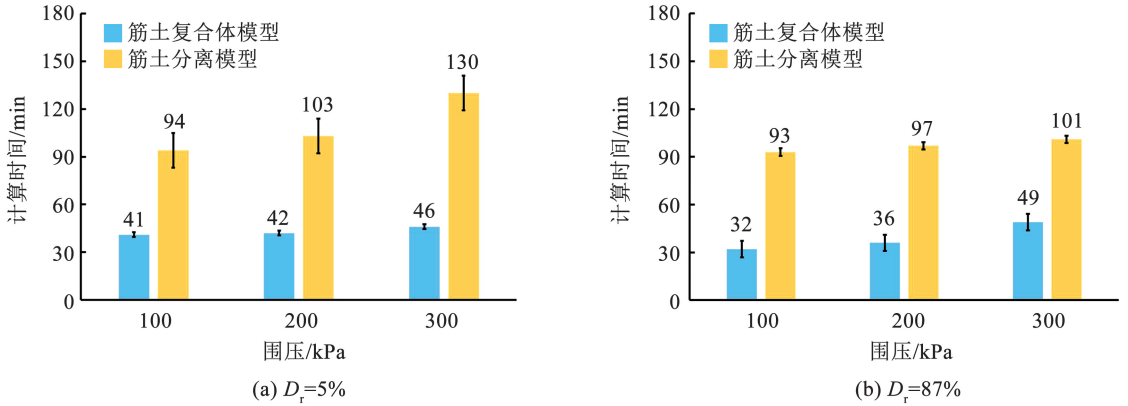


图 9 两模型计算时长对比

Fig. 9 Comparison of calculation time of two models

上述研究充分表明, 文中所开发的加筋土整体模型, 在计算精度上达到了与分离式模型相媲美的高度, 确保了模拟结果的可靠性。尤为重要的是, 该模型在土体达到峰值强度时能够即时终止计算, 这一特性不仅符合工程实际的需求, 也极大地方便了工程应用的快速响应。同时, 加筋土整体模型在建模过程中展现出简便易行的优势, 降低了模型构建的复杂度。最为显著的是, 该模型在计算效率上实现了显著提升, 有效缩短了模拟时间, 为科研与工程实践带来了更高的效率与效益。

### 3 土工格室加筋效能分析

为了评估土工格室对粗粒土加筋效能发挥的水

平。基于加筋粗粒土模型中式(1)可知, 加筋附加约束效应主要由土工格室的初始直径  $D_0$  和切线模量  $M_1$  决定, 因此通过分别调整  $D_0$  和  $M_1$  两个关键参数, 来详细探讨其对土工格室加筋效能的具体影响。

#### 3.1 初始直径 $D_0$

为探明不同  $D_0$  条件下加筋粗粒土强度的变化规律, 采用  $0.9D_0$ 、 $D_0$ 、 $1.1D_0$ 、 $1.2D_0$  4 种初始直径规格的土工格室, 以文献[41]砂土在围压 100 kPa 下 GT1 型土工格室进行数值计算(仅改变参数  $D_0$ ), 同时还选取了相同条件下文献中纯砂土试验结果作对比, 开展土工格室加筋效能研究。不同初始直径下数值模拟结果的偏应力-轴向应变曲线, 如图 10 所示。

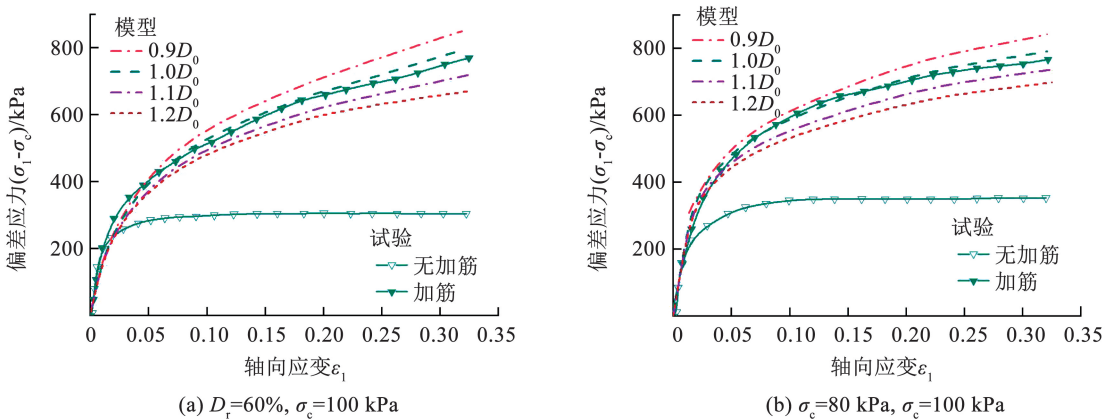


图 10 不同初始直径  $D_0$  偏应力-轴向应变曲线

Fig. 10 Bias stress-axial strain curves for different initial diameters  $D_0$

通过对比有无土工格室加筋砂土的应力-应变关系, 可发现加筋作用显著提高了砂土的强度, 其中, 在  $\varepsilon_1 = 0.15$  的应变条件下, 对于  $D_r = 60\%$  砂土

加筋(GT1型)后强度提高了 1.98 倍; 对于  $D_r = 80\%$  砂土, 加筋(GT1型)后强度则提高了 1.84 倍。究其原因: 在受到轴向荷载作用时, 砂土将会有侧

向位移的趋势,进而挤压土工格室使其受到张拉力。相应这种张拉作用效应也促使土工格室对内部砂土产生侧向约束,有效限制了砂土颗粒的侧向运动,并改变了砂土颗粒间内力的传递机制。因此,加筋后的砂土能够承载更大的荷载作用。

此外,随着初始直径的增加,加筋砂土的偏应力显著减小。这主要归因于较小的初始直径能更好地限制土体颗粒间的相对运动,提供了更密集的约束作用,从而提升了加筋砂土的强度;另一方面,在土工格室的侧向约束作用下,土体颗粒更容易重新排列,形成更密实的结构。此外,较小的初始直径可以更有效地促进土体颗粒的重新分布和密实,增加土

工格室与砂土之间的接触面积,从而提高砂土与土工格室之间的相互作用力,增强加筋砂土的整体强度;较小初始直径的土工格室还可以更均匀地分布荷载,减少局部应力集中,从而提升砂土的承载能力。

### 3.2 切线模量 $M_t$

同样,为揭示不同切线模量  $M_t$  对加筋粗砂土强度的影响,以相砂土在围压 100 kPa 时 GT1 型土工格室加筋的数值计算结果为例,分别选取了切线模量为  $0.9M_t$ 、 $M_t$ 、 $1.1M_t$ 、 $1.2M_t$  4 种规格的土工格室,进行切线模量对加筋效能的对比分析。所得不同切线模量条件下的数值模拟结果,以偏应力-轴向应变曲线形式展示在图 11 中。

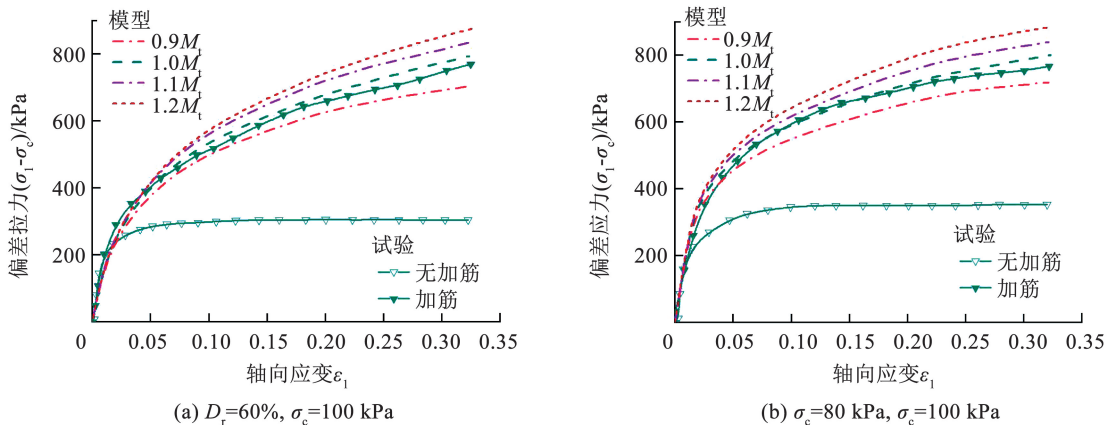


图 11 不同切线模量  $M_t$  偏应力-轴向应变曲线

Fig. 11 Bias stress-axial strain curves for  $M_t$  with different tangent moduli

由图 11 可得,土工格室切线模量对加筋砂土的强度有显著影响。具体而言,随着切线模量的逐步增大,加筋砂土的强度也相应提高。以  $D_r = 80\%$  砂土为例,在  $\varepsilon_1 = 0.15$  的应变条件下,当切线模量减小 0.9 倍后加筋砂土强度降低到 0.92 倍;当切线模量增大 1.1 倍后加筋砂土强度提高到 1.04 倍;当切线模量增大 1.2 倍后加筋砂土强度提高到 1.09 倍。表明通过提高土工格室的切线模量,可以显著增强加筋砂土的强度。这是因为切线模量的增加,引起土工格室材料在屈服后的硬化程度更高,因此能够承受更大的外力而不发生破坏,从而提高了加筋结构的整体承载能力。

## 4 结 论

基于 3 参数粗粒土剪胀模型,提出了土工格室加筋粗粒土非线性剪胀模型,工作要点及结论如下:

1) 该模型巧妙地将土工格室附加围压作用与粗粒土剪胀模型相结合,从而实现了对加筋土整体模型的全面且统一的描述。值得一提的是,这些模型参数均可直接通过常规的三轴试验和土工格室条带拉伸试验来获取,极大地提高了模型的实用性和

可靠性。此外,利用 ABAQUS 提供的用户自定义材料子程序 UMAT 接口,成功实现了该非线性本构关系的数值计算。

2) 通过分别将应变软化和应变硬化型加紧粗粒土的三轴剪切试验与模型模拟结果进行对比验证,结果表明文中模型可以有效预测不同土工格室强度类型在不同围压和砂土相对密度条件下的应力-应变曲线关系。

3) 在强度达峰值及其之前阶段,提出的筋土整体模型展现出了与筋土分离式模型相当的计算精度,且该模型能够在峰值强度点精准地自动终止计算,这一特性不仅贴近工程实际,也提升了模型应用的便捷性。此外,筋土整体模型还具备建模过程简便、计算效率卓越的优势,为科研人员及工程师提供了更加高效、实用的模拟工具。

4) 当砂土的相对密度从 60% 提升至 80% 时,对加筋砂土的强度提高并不明显,不同围压下其强度平均提高率为 10.36% ( $\varepsilon_1 = 0.15$ )。加筋砂土的强度随着土工格室强度的提高而增大,并对加筋砂土强度的提升较为显著。

5) 在  $\varepsilon_1 = 0.15$  的应变条件下, 与纯砂土相比, 土工格室(GT1 型)加筋砂土的强度可提高约 1.9 倍。另外, 通过减小土工格室网格直径和增大切线模量, 均可以有效提升砂土的加筋效能。

## 参考文献

- [1] 韩宇琨, 卢正, 姚海林, 等. 土工格室加固边坡抗冲刷性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2021, 40(增刊2): 3425  
HAN Yukun, LU Zheng, YAO Hailin, et al. Study on erosion resistance of geotechnical reinforced slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2021, 40(Sup.2): 3425
- [2] 陈维家, 刘维正, 林震宇. 真空-堆载预压联合管桩-土工格室在堆场深厚软基处理中的应用[J]. 铁道科学与工程学报, 2020, 17(7): 1699  
CHEN Weijia, LIU Weizheng, LIN Zhenyu. Application of vacuum-load preloading combined pipe pile-geoglyph in the treatment of deep soft foundation in storage yard[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2020, 17(7): 1699
- [3] 王子寒, 张彪, 景晓昆, 等. 土工格室防治坡面型泥石流启动机理研究[J]. 自然灾害学报, 2022, 31(5): 140  
WANG Zihan, ZHANG Biao, JING Xiaokun, et al. Study on start-up mechanism of geotechnical chamber for preventing and controlling slope debris flow[J]. Journal of Natural Disasters, 2022, 31(5): 140
- [4] POKHAREL S K, HAN J, LESHCHINSKY D, et al. Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, 28(6): 570
- [5] ARVIN M R, BEIGI Z. A design scheme for geocell-reinforced foundations based on the lower bound limit analysis method[J]. Computers & Geotechnics, 2018, 97(5): 69
- [6] KIEF O, SCHARY Y, POKHAREL S K. High-modulus geocells for sustainable highway infrastructure[J]. Indian Geotechnical Journal, 2015, 45(4): 389
- [7] HEGDE A. Geocell reinforced foundation beds-past findings, present trends and future prospects; a state-of-the-art review-Science Direct [J]. Construction and Building Materials, 2017, 154(15): 658
- [8] MEHRJARDI T G, BEHRAD R, TAFRESHI M S. Scale effect on the behavior of geocell-reinforced soil[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2019, 47(2): 154
- [9] 赵明华, 陈大兴, 刘猛, 等. 考虑土拱效应影响的路堤荷载下土工格室加筋体变形分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(4): 601  
ZHAO Minghua, CHEN Daxing, LIU Meng, et al. Deformation analysis of geocells reinforced body under embankment load considering soil arch effect[J]. Journal of Rock and Soil Engineering, 2019, 42(4): 601
- [10] 赵明华, 郑玥, 刘猛, 等. 考虑纵横耦合变形的土工格室加筋体变形分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2019, 46(9): 89  
ZHAO Minghua, ZHENG Yue, LIU Meng, et al. Deformation analysis of geocellular reinforced body considering longitudinal and transverse coupling deformation[J]. Journal of Hunan University (Natural Science Edition), 2019, 46(9): 89
- [11] 卢少可, 夏小和, 张孟喜, 等. 土工格室加筋砂土试验颗粒流分析[J]. 上海大学学报(自然科学版), 2019, 25(1): 132  
LU Shaoke, XIA Xiaohe, ZHANG Mengxi, et al. Particle flow analysis of geocellular reinforced sand test[J]. Journal of Shanghai University (Natural Science Edition), 2019, 25(1): 132
- [12] 张玲, 程钦桂, 赵明华. 基于双层 Euler 梁理论的土工格室加筋体变形计算[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2017, 44(9): 114  
ZHANG Ling, CHENG Qingui, ZHAO Minghua. Deformation calculation of geocell reinforced body based on double Euler beam theory[J]. Journal of Hunan University (Natural Science Edition), 2017, 44(9): 114
- [13] 王启龙, 杨晓华, 晏长根. 路肩式土工格室柔性挡墙受力及变形分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2017, 14(5): 980  
WANG Qilong, YANG Xiaohua, YAN Changgen. Analysis of force and deformation of flexible retaining wall of road shoulder type geocellular cell[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2017, 14(5): 980
- [14] CHEN J F, WANG X T, XUE Z, et al. Uniaxial compression behavior of geotextile encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2018, 46(3): 277
- [15] GARCIA R S, AVESANI N J O. Stress-dependent method for calculating the modulus improvement factor in geocell-reinforced soil layers[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2020, 49(1): 146
- [16] MADHAVI L G, RAJAGOPAL K, KRISHNASWAMY N R. Experimental and theoretical investigations on geocell-supported embankments[J]. International Journal of Geomechanics, 2006, 6(1): 30
- [17] MADHAVI L G, RAJAGOPAL K. Parametric finite element analyses of geocell-supported embankment[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, 44(8): 917
- [18] MADHAVI L G, DASH S K, RAJAGOPAL K. Equivalent continuum simulations of geocell reinforced sand beds supporting strip footings[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2008, 26(4): 387
- [19] 杨晓华, 李浩, 曾浩, 等. 粉细砂填料土工格室柔性挡墙工程性状研究[J]. 中国公路学报, 2023, 36(6): 24  
YANG Xiaohua, LI Hao, ZENG Hao, et al. Research on engineering properties of flexible retaining wall of geocell with fine sand packing[J]. China Journal of Highway and Transportation, 2023, 36(6): 24
- [20] 陈成, 孙建, 芮瑞, 等. 基于有限元的土工格室加固有砟轨道沉降研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(10): 2427  
CHEN Cheng, SUN Jian, RUI Rui, et al. Research on settlement of ballasted track reinforced by geocell based on finite element method [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(10): 2427
- [21] 刘蓓蓓, 张孟喜, 王东. 基于强度折减法的土工格室加筋路堤稳定性分析[J]. 上海大学学报(自然科学版), 2018, 24(2): 287  
LIU Beibei, ZHANG Mengxi, WANG Dong. Stability analysis of reinforced geocell embankment based on strength reduction method [J]. Journal of Shanghai University (Natural Science), 2018, 24(2): 287
- [22] 冯进. 土工格室加筋路堤作用机理及有限元分析[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2018  
FENG Jin. Action mechanism and finite element analysis of geocell reinforced embankment [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2018

- [23] INDRARATNA B, BIABANI M M, NIMBALKAR S. Behavior of geocell-reinforced subballast subjected to cyclic loading in plane-strain condition[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015, 141(1): 04014081
- [24] 印长俊, 舒亮, 潘婷, 等. 基于渐进均匀化方法的土工格室材料设计与应用[J]. *铁道科学与工程学报*, 2019, 16(4): 900  
YIN Changjun, SHU Liang, PAN Ting, et al. Design and application of geocell materials based on progressive homogenization method[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2019, 16(4): 900
- [25] LESHCHINSKY B, LING H. Effects of geocell confinement on strength and deformation behavior of gravel [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, 139(2): 340
- [26] TAVAKOLI M G, MOTARJEMI F. Interfacial properties of geocell-reinforced granular soils [J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2018, 46(4): 384
- [27] YANG X, HAN J. Analytical model for resilient modulus and permanent deformation of geosynthetic-reinforced unbound granular material [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, 139(9): 1443
- [28] ZHANG L, OU Q, ZHAO M. Double-beam model to analyze the performance of a pavement structure on geocell-reinforced embankment [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2018, 144(8): 06018002
- [29] TANYU B F, AYDILEK A H, LAU A W, et al. Laboratory evaluation of geocell-reinforced gravel subbase over poor subgrades [J]. *Geosynthetics International*, 2013, 20(2): 47
- [30] SARIDE S, GOWRISETTI S, SITHARAM T G, et al. Numerical simulation of geocell-reinforced sand and clay[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement*, 2015, 162(4): 185
- [31] BATHURST R J, KARPURAPU R. Large-scale triaxial compression testing of geocell-reinforced granular soils[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 1993, 16(3): 296
- [32] RAJAGOPAL K, KRISHNASWAMY N R, MADHAVI L G. Behavior of sand confined with single and multiple geocells [J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 1999, 17(3): 171
- [33] HENKEL D J, GILBERT G C. The effect of rubber membranes on the measured triaxial compression strength of clay samples [J]. *Géotechnique*, 1952(3): 20
- [34] SONG F, JIN Y, LIU H, et al. Analyzing the deformation and failure of geosynthetic-encased granular soil in the triaxial stress condition[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2020, 48(6): 886
- [35] PASTOR M, ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C. Generalized plasticity and the modeling of soil behavior[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1990, 14(3): 151
- [36] PASTOR M, ZIENKIEWICZ O C, LEUNG K H. Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. II: non-associative models for sands [J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1985, 9(5): 477
- [37] NOVA R, WOOD D M. A constitutive model for sand in triaxial compression[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1979, 3(3): 255
- [38] 王子珺, 赵伯明. 砂土统一本构模型研究及其三维数值实现 [J]. *工程力学*, 2021, 38(10): 181  
WANG Zijun, ZHAO Boming. Research on unified constitutive model of sand and its three-dimensional numerical implementation [J]. *Engineering Mechanics*, 2021, 38(10): 181
- [39] SONG F, LIU H, YANG B, et al. Large-scale triaxial compression tests of geocell-reinforced sand [J]. *Geosynthetics International*, 2019, 26(4): 388
- [40] WU C S, HONG Y S. Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns [J]. *Geotext Geomembranes*, 2009, 27(2): 107
- [41] YANG X, HAN J, PARSONS R L, et al. Three-dimensional numerical modeling of single geocell-reinforced sand [J]. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 2010, 4(2): 233
- [42] LU N, WU B L. Unsaturated shear strength behavior of a fine sand [C]//Second Japan-U. S. Workshop on Testing, Modeling, and Simulation in Geomechanics. New York: American Society of Civil Engineer, 2006: 488
- [43] HOSSEIN M V, REZA M A, JIM S. Numerical study on bearing capacity of geocell-reinforced strip footings resting on slopes [J]. *Arabian Journal of Geosciences*, 2024, 17(5): 149
- [44] VIBHOOSHA P M, ANJANA B, SITARAM N. Three dimensional analyses of geocell reinforced encased stone column supported embankments on lithomargic clay [J]. *Geomechanics and Geoengineering*, 2023, 18(6): 458