

胶结砂土力学特性的三维离散元简化分析

蒋明镜^{1,2,3}, 谭亚飞^{1,3}, 金树楼^{2,3}

(1. 上海理工大学 环境与建筑学院, 上海 200093; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092;
3. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 离散单元法 (DEM) 是一种基于非连续介质力学的数值模拟方法, 能够有效地分析胶结颗粒材料的宏观力学响应。本文通过三维离散元商业软件 PFC^{3D}, 采用其自带微观胶结接触模型 BPM, 对不同胶结含量和不同围压下的胶结砂土进行常规三轴压缩试验模拟, 以分析理想胶结砂土的宏观力学特性。简化模拟结果表明: 与同一初始孔隙比的无胶结试样相比, 胶结试样具有更高的剪切强度, 试验得到的应力应变曲线表现出明显的应变软化, 体变曲线表现为剪胀性; 随着胶结含量的增大, 胶结砂土试样的峰值强度增大且软化、剪胀程度提高; 而随着围压的增大, 胶结砂土试样峰值强度增大、剪胀程度减小但软化程度不变。此外, 试样的内摩擦角和黏聚力也受到胶结含量和围压的影响。

关键词: BPM 模型; 胶结砂土; 离散单元法; 力学特性; 三轴压缩试验

中图分类号: TV223.1; TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-643X(2017)01-0187-05

Simplified analysis of the mechanical behavior of cemented sand by three dimensional discrete element method

JIANG Mingjing^{1,2,3}, TAN Yafeiou^{1,3}, JIN Shulou^{2,3}

(1. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China;
2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering, Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The discrete element method (DEM) is a numerical simulation method based on non-continuous medium mechanics, which can effectively analyze the macro and micro mechanical behavior responses of cemented granular materials. By using the three-dimensional discrete element commercial software PFC^{3D}, a series of conventional triaxial compression tests for cemented sands with different cement contents and different confining pressures were simulated based on the microscopic cement contact model BPM to study the macro and micro mechanical behaviors of cemented sands. The results of simplified simulation showed that, compared with the pure sand specimen of the same initial void ratio, shear strength of the cemented sands was higher, the tested stress strain curve showed obvious strain softening, volumetric curve showed the dilatancy. The peak strength increased and the softening and dilatancy enhanced with the increases of cement content. With the increase of confining pressure, the peak strength increased and the dilatancy reduced; but the softening kept unchanged. In addition, the internal friction angle and the cohesion of the specimen were affected by the cement content and the confining pressure.

Key words: BPM model; cemented sand; discrete element method; mechanical properties; triaxial compression test

1 研究背景

结构性土体的力学特性主要取决于两个方面:

土体颗粒的排列方式(组构)和颗粒间的联结力(胶结)^[1]。其中胶结的广泛存在使得胶结砂土表现出应变软化、体积剪胀等力学特性,明显区别于无胶结

收稿日期:2016-10-30; 修回日期:2016-11-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51579178)

作者简介:蒋明镜(1965-),男,江苏如皋人,教授,博士生导师,主要从事天然结构性黏土、砂土、非饱和土、太空土、深海能源土宏观微观试验、本构模型和数值分析研究。

砂土^[2]。胶结砂土的形成包含两大类:(1)自然界的砂土经过一系列物理、化学及生物作用,颗粒间逐渐形成胶结物,称为天然胶结砂土;(2)工程地基处理过程中,通过在原状砂土中添加水泥和其他化学胶结材料,进而形成人工胶结砂土地基。

国内外不少学者对胶结砂土力学特性进行了室内试验研究,Ismail等^[3]通过对钙质砂进行室内三轴压缩试验,研究3种胶结物(硅酸盐水泥、石膏、方解石)对砂土力学响应的影响,结果表明,在保持密度和无侧限抗压强度不变的情况下,分别包含3种不同胶结物的试样有效应力路径与后屈服响应显著不同。Rotta等^[4]通过对由不同比例的干砂和粉状硅酸盐水泥制成的人工胶结砂土进行等向压缩特性研究,分析不同胶结强度对压缩特性的影响,结果表明,胶结形成阶段的孔隙比和胶结程度对试样的压缩特性起到关键作用。Marri等^[5]进行了人工胶结土的高压三轴排水试验,认为低围压情况下,胶结对土的力学特性影响较大,而在高围压情况下,围压的变化占主要作用。但由于室内试验人工胶结试样的制备方法各有特色,导致试验研究的重复性得不到保证,这对胶结砂土宏观力学本构模型的建立有一定的影响。其次,尽管室内土工测试试验引进了SEM、CT、PIV等新技术,可以观测到土体的宏观变形和微观结构,为结构性砂土的宏观本构理论研究提供了土体内部的微观信息,但是土体压缩过程中微观信息的瞬态变化和微观胶结的量化依旧难以准确反映。

离散单元法,由Cundall等^[6]首次提出,其基于非连续介质力学理论,将土体抽象成离散颗粒的集合体,可以模拟研究胶结散粒体材料在不同加载条件下的力学响应。凭借低成本、可重复等优点,逐渐应用于胶结砂土宏微观力学特性的研究。Utili等^[7]利用

PFC^{2D}模拟胶结颗粒材料的双轴压缩试验,并假设胶结强度服从Mohr-Coulomb准则,得到微观数据与宏观参数(c, φ)之间的简单联系。蒋明镜等^[8-11]此后对胶结砂土进行了一系列双轴试验模拟研究,考虑了抗转动、胶结厚度等因素,对胶结砂土的力学特性包括剪切带的形成有了全面的认识。

目前关于胶结砂土的离散元数值模拟大多局限于二维情况,本文尝试使用PFC^{3D}中自带的简化BPM模型^[12]来模拟三轴压缩试验,研究胶结砂土的力学特性。

通过分析试验结果,探究该模型下的胶结砂样的宏观力学特性,深入探讨胶结接触模型对胶结砂土宏观力学行为的重要影响,从而加深研究学者们对胶结砂土力学特性的认识。

2 BPM 胶结接触力学模型

图1为BPM胶结模型的力学响应。其中图1(a)为胶结模型的法向力学响应,胶结模型的法向力学响应通过法向位移 u_n (法向重叠量)和法向接触力 F_n 来描述,表现为弹脆性特征。压缩方向,随着法向位移的增加,法向压力 F_n 线性增大;拉伸方向,胶结破坏前,法向拉力 F_n 随着法向位移 u_n 的增加而线性增加,胶结破坏后,法向拉力 F_n 瞬间跌落为0。

图1(b)为胶结模型的切向力学响应,模型的切向力学响应通过切向位移 u_s 和接触力 F_s 来描述。胶结破坏前,剪切力 F_s 随着切向位移 u_s 的增加而线性增加,胶结破坏后,切向力突然跌落至恒定值,该恒定值由法向力和颗粒摩擦所决定。

图1(c)为胶结模型的转动向力学响应。胶结破坏前,扭矩 M 与相对转角 θ 呈线性关系,胶结破坏后,模型的扭矩跌落至0。

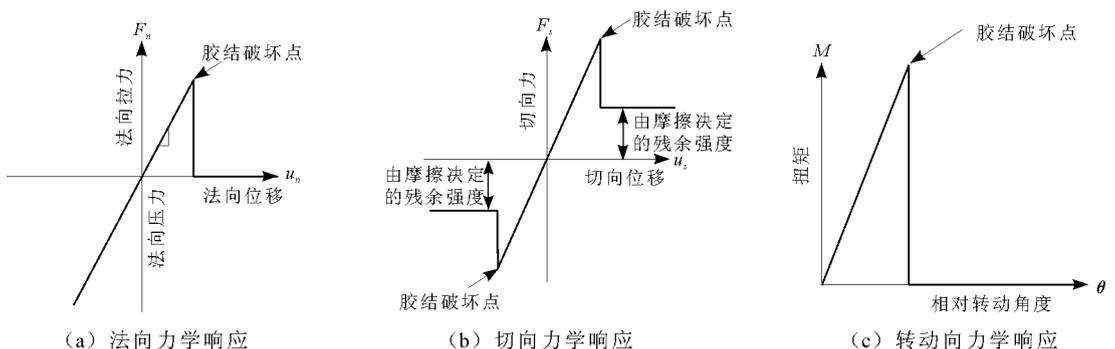


图1 BPM模型的力学响应^[13]

通过材料力学中的梁理论,推导得到的BPM胶结模型的强度包线方程如下:

$$\sigma_c = -\frac{F_n}{A} + \frac{|M^s| R}{I} \quad (1)$$

$$\tau_c = \frac{|F_s|}{A} + \frac{|M^n| \bar{R}}{J} \quad (2)$$

式中: F_n 为颗粒之间的法向力,以拉为负,以压为正; F_s 为颗粒之间的切向力; σ_c 为胶结的拉伸强度; τ_c 为胶结的剪切强度。胶结面积 $A = \pi \bar{R}^2$, 胶结惯性矩 $I = \frac{2}{3} \bar{R}^3 t$; \bar{R} 为胶结等效半径。

图 2 为 BPM 模型的强度破坏准则。其中图 2(a) 为 BPM 模型在法向力 F_n 与剪切强度 R_s 平面内的峰值强度包线。当法向拉力 F_n 小于荷载 $-A\sigma_t$ 时,胶结被拉坏,抗剪强度跌落为 0;当法向力 F_n 大于荷载 $-A\sigma_t$ 时,抗剪强度 R_s 随法向力 F_n 的增加而保持不变。

图 2(b) 为 BPM 模型在法向力 F_n 与抗弯强度 R_t 平面内的峰值强度包线。可以看出当法向力 F_n 小

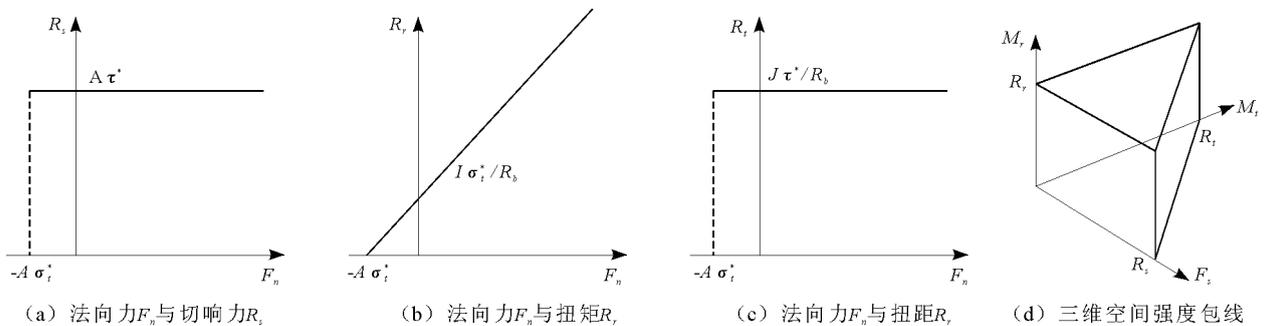


图 2 BPM 模型强度破坏准则^[13]

3 三轴压缩试验数值建模

砂土的试样尺寸为 540 mm × 540 mm × 544 mm,由 20 种直径共 15 000 个颗粒组成,如图 3(a) 所示,试样级配如图 3(b) 所示。最大粒径为 23.5 mm,最小粒径为 6 mm,平均粒径为 11.9 mm,不均匀系数为 1.39。砂颗粒的法向和切向接触刚度分别为 1.5×10^6 N/m 和 1.0×10^6 N/m,密度为 2 650 kg/m³。为减小可能存在的边界效应,设定墙面无摩擦。

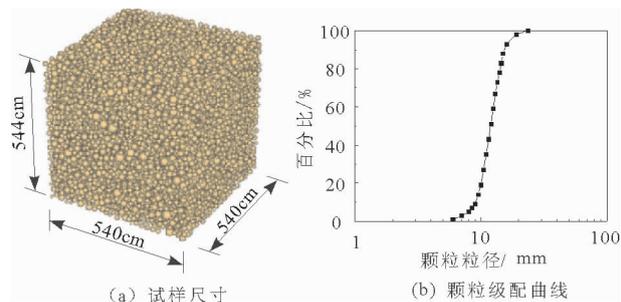


图 3 试样及颗粒级配

于拉伸荷载 $-A\sigma_t$ 时,胶结被拉坏,抗弯强度减小为 0;当法向力 F_n 大于荷载 $-A\sigma_t$ 时,扭转荷载 R_t 随法向力 F_n 的增加而线性增大。

图 2(c) 为 BPM 模型在法向力 F_n 与抗扭强度 R_t 平面内的峰值强度包线。当法向力 F_n 小于拉伸荷载 $-A\sigma_t$ 时,抗扭强度 R_t 跌落为 0;当法向力 F_n 大于 $-A\sigma_t$ 时,随着法向力 F_n 的增加,抗扭强度不变。

图 2(d) 为 BPM 胶结模型在三维空间中(抗剪-抗弯-抗扭)的峰值强度包面。其三维强度包面呈现出三棱柱的形状,峰值抗剪强度 R_s 与峰值抗扭强度 R_t 均与峰值抗弯 R_t 强度无关,而峰值抗扭强度 R_t 随峰值抗剪强度 R_s 的增加而减小。

由于 BPM 模型的峰值与残余强度准则与实测结果^[2]有一些不同,本文称之为简化胶结模型。

试样制备分为 3 个步骤:(1)采用 Jiang 等^[14]提出的分层欠压法生成均匀试样,得到初始孔隙比为 0.8 的无胶结松样;(2)在 12.5kPa 的垂直压力下侧限固结,使得颗粒充分接触;(3)在所有颗粒接触点形成胶结,胶结特性由 BPM 接触模型控制。

胶结试样制备完成后,在不同围压条件下进行三轴压缩试验,压缩时控制侧向压力保持不变,为保证准静态过程设定加载速率为轴向应变 5%/min,颗粒间摩擦系数为 0.5。胶结的抗拉、抗剪强度均为 0.5×10^6 N/m²,分别选取 3 种不同胶结含量 ($cc = 1.0\%, 2.0\%, 3.0\%$) 和 3 种不同围压 ($\sigma_3 = 50, 80, 100$ kPa) 进行了三轴压缩离散元模拟试验。

根据 BPM 模型可知,胶结接触刚度 $k^{(pb)}$ 与颗粒接触刚度 k 之间的关系如式(5) 所示。

$$K^{(pb)} = \frac{0.5k}{\pi(pb_{rad} \times d)^2} \quad (5)$$

式中: d 为平均粒径, $d = 0.0119$ m; pb_{rad} 为胶结接触半径,通过换算得到不同胶结含量下的胶结接触刚度,如表 1 所示。

表1 不同胶结含量下胶结接触刚度

| 胶结含量 $cc / \%$ | 胶结半径 pb_rad / m | 颗粒法向接触刚度 $k_n / (N \cdot m^{-1})$ | 颗粒切向接触刚度 $k_s / (N \cdot m^{-1})$ | 胶结法向接触刚度 $k_n^{(pb)} / (N \cdot m^{-1})$ | 胶结切向接触刚度 $k_s^{(pb)} / (N \cdot m^{-1})$ |
|-------------------|-----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---|---|
| 0 | 0 | 1.5×10^6 | 1.0×10^6 | 无 | 无 |
| 1.0 | 0.2969 | 1.5×10^6 | 1.0×10^6 | 1.91×10^{10} | 1.27×10^{10} |
| 2.0 | 0.3526 | 1.5×10^6 | 1.0×10^6 | 1.35×10^{10} | 9.04×10^9 |
| 3.0 | 0.38974 | 1.5×10^6 | 1.0×10^6 | 1.11×10^{10} | 7.4×10^9 |

4 三轴压缩模拟结果

不同胶结含量 ($cc = 1.0\%$, 2.0% , 3.0%) 试样在不同围压 ($\sigma_3 = 50, 80, 100$ kPa) 下三轴压缩试验的宏观力学响应如图4所示。由图4(a)、(b)、(c)可知,不同围压条件下胶结试样的应力应变曲线均呈现出软化现象,且随着胶结含量的增大,应力应变曲线软化程度逐渐增大。峰值强度与残余强度均随围压增大而增大,但软化程度变化不明显。由

图4(d)、(e)、(f)可知试样在压缩试验过程中体积先缩后胀,表现出明显的剪胀性。随着胶结含量增大,试样剪胀性越突出且逐渐延迟。随着围压的不断增大,剪胀程度逐渐降低。

图5为胶结试样的峰值强度随胶结含量的变化关系曲线。由图5可知,随着胶结含量的增大,峰值强度呈非线性增长,胶结含量 cc 大于 1% 时,峰值强度的增长趋于缓慢;此外随着围压的增大,峰值强度逐渐增大。

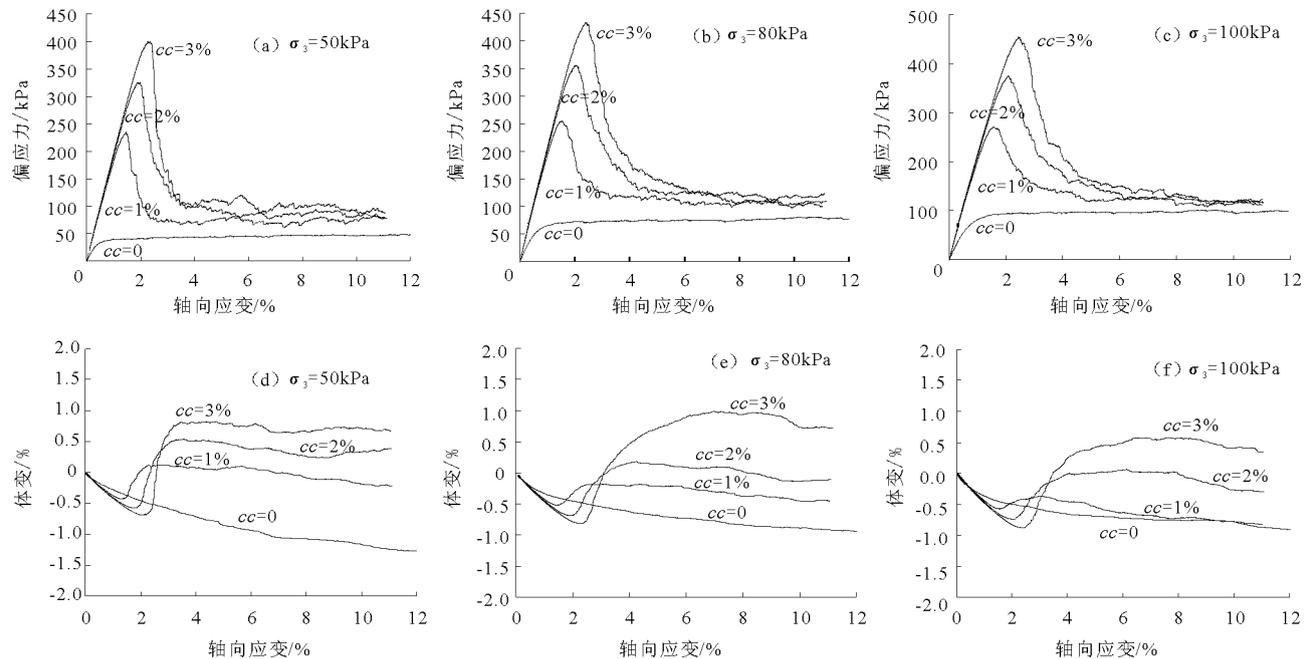


图4 试样宏观力学响应:应力应变曲线(a)、(b)、(c);体变应变曲线(d)、(e)、(f)

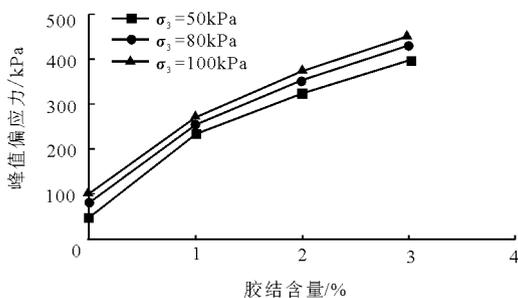


图5 峰值强度与胶结含量的关系曲线

图6(a)为不同胶结含量下胶结试样的峰值强度包线,由图6(a)可知,无胶结试样的黏聚力为零,这与实际情况相符。而有胶结试样的内摩擦角随着胶结含量的增大,逐渐增大,且其增大的趋势逐渐减小,说明胶结含量的变化对胶结试样内摩擦角的影响程度随着胶结含量的增大不再明显。对比图6(b)的室内试验结果发现,BPM模型胶结试样的黏聚力较大,而内摩擦角相近。图6(c)为不同胶结含量下胶结试样的残余强度包线,由图6(c)可知,当

胶结完全破坏后,胶结试样成为无胶结试样,残余黏聚力为零,残余内摩擦角与无胶结试样接近,但当胶结未完全破坏时,胶结试样的残余内摩擦角随着胶

结含量的增大逐渐增大。该结果与图 6(d) 所示的室内试验结果接近。

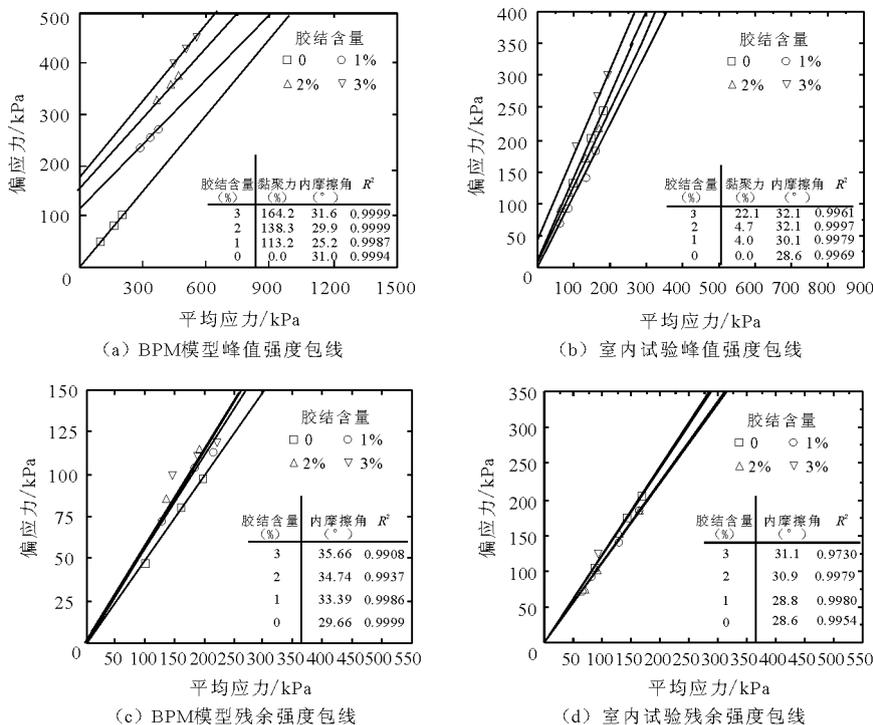


图 6 胶结含量对胶结试样强度包线的影响

5 结论

本文基于离散元商业软件 PFC^{3D} 自带的 BPM 简化胶结模型,选取了一系列的微观参数,对不同胶结含量的胶结砂样进行了不同围压下三轴压缩试验模拟,得出理想胶结砂土在低围压 ($\sigma_3 \leq 100$ kPa) 下的宏观力学特性有如下特点:

(1) 胶结试样在试验过程中表现出应力应变软化及体变剪胀性,且随着胶结含量的增大,软化及剪胀程度提高;当偏应力达到峰值时,随着轴向应变的增大,体变由剪缩变化为剪胀;

(2) 峰值强度随胶结含量增大而增大,且增长呈非线性。同时,峰值强度随围压的增大而增大。

(3) 胶结试样的内摩擦角随胶结含量的增大而增大,黏聚力也随胶结含量增大而增大。与室内试验结果相比,黏聚力较大,原因可能是 BPM 模型的法向切向强度参数较大导致。

本文采用的是离散元理想胶结砂土模型来测试宏观力学响应,但是真实情况下的胶结砂土的结构性是非常复杂的,例如颗粒的排列、各向异性、每个胶结点的胶结特性,特别是微观胶结本构模型等。故本文

的适用性仍待进一步验证。下一步工作主要是针对真实胶结物形成的胶结砂样的粒间接触关系试验和颗粒间胶结不均匀分布情况下的力学特性分析。

参考文献:

- [1] Burland J B. On the compressibility and shear strength of natural clays[J]. Geotechnique, 1990, 40(3):329-378.
- [2] Wang Y H, Leung S C. A particulate-scale investigation of cemented sand behavior [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(1):29-44.
- [3] Ismail M A, Joer H A, Sim W H, et al. Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil[J]. International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002, Vol. 128(6): 520-529.
- [4] Rotta G V, Consoli N C, Prietto P D M, et al. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress [J]. Géotechnique, 2003, Vol. 53(5): 493-501.
- [5] Marri A, Wanatowski D, Yu H S. Drained behaviour of cemented sand in high pressure triaxial compression tests[J]. Geomechanics and Geoengineering, 2012, 7(3):159-174.
- [6] Cundall P A, Strack O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. Geotechnique 1979, 29(1):47-65.

为了验证结果的合理性,采用 Rocscience 中的 Slide 模块,使用上述滑弧圆心和半径,使用简化 Bishop 法计算的安全系数为 1.553,可以看出该分析方法得到的计算结果可信。

5 结 论

(1)采用基于积分法的稳定性区间分析,以简化 Bishop 法为基础,不仅避免了由于条分数目引起的误差,提高了计算精度,同时也给出了安全系数的区间值,使结果更具有工程实际意义。

(2)本文采用梯形数值积分法和自适应 Simpleson 积分法得出的计算结果略有差异,是因为其积分步长的选择方式不同,但两者差别很小,不影响结果的准确性。

(3)考虑了土坡浸水的情况,可以在土坡不同浸水高度情况下,利用 Matlab 内置函数能简单、高效地实现上述计算过程,简化了程序的编制,并通过实际的算例结果表明,此程序能应用于一般的均质边坡的稳定性分析,具备一定的适用性。

参考文献:

- [1] 周创兵,李典庆.暴雨诱发滑坡致灾机理与减灾方法研究进展[J].地球科学进展,2009,24(5):477-487.
- [2] Moore R E. Interval analysis[M]. New York: Prentice-Hall. Englewood Cliffs,1966.
- [3] 曹文贵,张永杰.基于区间组合法的边坡稳定非概率模糊可靠性分析方法[J].土木工程学报,2007,40(11):64-69.
- [4] 冯又全,杨敏.边坡稳定计算的积分法[J].上海地质,1999(1):12-15.

- [5] 蔡征龙,孟永东,苏情明,等.基于 Matlab 的土坡稳定分析的解析计算[J].三峡大学学报(自然科学版),2014,36(5):60-63.
- [6] 蔡征龙,徐卫亚,石崇,等.基于简化 Bishop 积分法降雨滑坡失效概率模型研究[J].四川大学学报(工程科学版),2016,48(3):64-70.
- [7] 于生飞,陈征宙,张明瑞,等.基于区间不确定分析方法的边坡稳定性分析[J].工程地质学报,2012,20(2):228-233.
- [8] 喻和平,张聪,袁明明,等.边坡稳定性分析的区间极限平衡法[J].科学技术与工程,2015,15(5):301-304.
- [9] 刘世君,高德军,蒋中明,等.区间有限元控制方程的求解方法[J].三峡大学学报(自然科学版),2004,26(3):237-240+260.
- [10] 王银春.基于区间方法的边坡稳定性分析[D].银川:宁夏大学,2014.
- [11] 张向东,张哲诚,张玉,等.瑞典圆弧法的积分形式及其广义数学模型[J].应用力学学报,2014,31(1):162-168.
- [12] 许年春,伍培,赵宝云,等.一个能够优化边坡安全稳定系数计算的解析式[J].工业安全与环保,2015,41(6):59-61.
- [13] 李素娟,任宇涛.基于遗传算法的均质土坡稳定性分析数值解研究[J].地质灾害与环境保护,2010,21(3):63-66.
- [14] 周勇,朱彦鹏.框架预应力锚杆边坡支护结构的稳定性分析方法及其应用[J].工程地质学报,2008,16(3):376-382.
- [15] 卢廷浩.土力学(第二版)[M].南京:河海大学出版社,2004.
- [16] 杨明成,郑颖人.基于极限平衡理论的局部最小安全系数法[J].岩土工程学报,2002,24(5):600-604.

(上接第 191 页)

- [7] Utili S, Nova R. DEM analysis of bonded granular geomaterials[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,2008,32(17):1997-2031.
- [8] 蒋明镜,张望成,孙渝刚,等.理想胶结砂土力学特性及剪切带形成的离散元分析[J].岩土工程学报,2012,34(12):2162-2169.
- [9] 蒋明镜,孙渝刚.人工胶结砂土力学特性的离散元模拟[J].岩土力学,2011,32(6):1849-1856.
- [10] 蒋明镜,孙渝刚.结构性砂土粒间胶结效应的二维数值分析[J].岩土工程学报,2011,33(8):1246-1253.
- [11] 蒋明镜,李秀梅,孙渝刚,等.考虑颗粒抗转动的砂土双轴试验离散元模拟[J].岩土力学,2009,30(S2):514

- 517.
- [12] Potyondy D O, Cundall P A. A bonded-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004,41(8):1329-1364.
- [13] Shen Zhifu, Jiang Mingjing, Wan R. Numerical study of inter-particle bond failure by 3D discrete element method [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,2015,40(4):523-545.
- [14] Jiang M J, Konrad J M, Leroueil S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. Computers and Geotechnics, 2003,30(7):579-597.