DOI：10.16285/j.rsm.2023.0336

考虑颗粒破碎影响的钙质砂中海底管道贯入机制研究

杨 阳[1,2]，王 乐[1,2]，马建华[3]，童晨曦[4]，张春会[5]，王智超[6]，田英辉[7]

（1. 天津大学 建筑工程学院，天津 300350；2. 天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室，天津 300350；
3. 中国港湾工程有限责任公司，北京 100010；4. 中南大学 土木工程学院，湖南 长沙 410075；
5. 河北科技大学 河北省岩土与结构体系防灾减灾技术创新中心，河北 石家庄 050018；
6. 湘潭大学 土木工程学院，湖南 湘潭 411105；7. 墨尔本大学 墨尔本工程学院，澳大利亚 维多利亚 3010）

摘 要：通过离心机模型试验，结合离散元数值分析对钙质砂中海底管道竖向贯入机制进行了研究。研究结果显示，钙质砂中管道竖向贯入阻力与埋深基本呈线性关系，其值大致等于管-土接触宽度与静力触探试验（cone penetration test，简称 CPT）中相同深度锥尖阻力的乘积。当管道埋深较小时，由于土体变形主要以颗粒重排挤密为主，管道竖向贯入阻力几乎不受颗粒强度影响；当管道埋深较大时，管道竖向贯入阻力随着颗粒强度的降低以及颗粒破碎的加剧而减小。钙质砂中管道竖向贯入机制主要表现为典型的冲剪破坏，土体变形主要集中在管道底部，且水滴状变形区域随着颗粒破碎的加剧逐渐收缩。颗粒破碎从管道底部向远离管道径向发展，大量贴近管道底部的颗粒发生连续破碎，少量远离管道的颗粒发生独立破碎。颗粒破碎导致管道底部土体中的集中应力释放，颗粒破碎越多，应力释放导致管道竖向贯入阻力减小的现象越明显。

关 键 词：钙质砂；颗粒破碎；海底管道；离心机试验；离散元

中图分类号：TU 43 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－7598 (2024) 02－623－10

Mechanism of submarine pipeline penetration into calcareous sand considering particle breakage effect

YANG Yang[1,2], WANG Le[1,2], MA Jian-hua[3], TONG Chen-xi[4],
ZHANG Chun-hui[5], WANG Zhi-chao[6], TIAN Ying-hui[7]

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China;
2. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300350, China;
3. China Harbor Engineering Company Limited, Beijing 100010, China; 4. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;
5. Hebei Technological Innovation Center of Disaster Prevention and Mitigation Engineering of Geotechnical and Structural System, Hebei University of Science and Technology, Shijiazhuang, Hebei 050018, China; 6. School of Civil Engineering, Xiangtan University, Xiangtan, Hunan 411105, China;
7. Melbourne School of Engineering, The University of Melbourne, Victoria 3010, Australia)

Abstract: This paper investigates the mechanism of submarine pipeline penetration into calcareous sand by using centrifuge testing and discrete element modeling. The results indicate that the pipeline penetration resistance shows a linearly increase trend with the pipeline embedment, and its value is approximately equal to the product of pipeline-soil contact width and the cone penetration resistance obtained from the cone penetration test (CPT). When the pipeline embedment is small, the penetration resistance is almost unaffected by particle strength due to the fact that the soil deformation is dominated by the particle rearrangement. When the pipeline embedment is large, the penetration resistance decreases with decreasing particle strength and increasing particle breakage. The mechanism of pipeline penetration into calcareous sand exhibits a typical punching shear failure. The soil deformation primarily occurs at the bottom of the pipeline, and the teardrop-shaped deformation region gradually shrinks with increasing particle breakage. The particle breakage develops radially away from the bottom of the pipeline, where most successive particle breakages tend to occur near the pipeline, while a few individual breakages are more common in regions far from the pipeline. The particle breakage results in the release of stress concentration at the bottom of the pipeline. The more the particles break, the more the stress releases, and the more obvious the resulting decrease of penetration resistance.

收稿日期：2023-03-17 录用日期：2023-07-03
基金项目：国家自然科学基金（No. 51890913）。
This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51890913).
第一作者简介：杨阳，男，1995 年生，博士研究生，主要从事海洋岩土工程方面的研究工作。E-mail：noah_y@tju.edu.cn

Keywords: calcareous sand; particle breakage; submarine pipeline; centrifuge test; discrete element method

1 引 言

海底管道的安全可靠运行是深海油气资源开发的根本保证。受施工技术及经济成本等限制，海底管道通常直接铺设在海床上，在自重及触底区集中应力等荷载作用下竖向贯入至海床一定深度，但埋深往往不大于 0.5 倍管径，故被称为浅埋管道[1]。管道埋深是海底管道岩土工程设计中的重要技术参数，涉及管道在位稳定性、疲劳寿命、侧向屈曲及轴向“走管”等诸多方面[2]。深入理解海底管道竖向贯入过程对准确评估管道埋深至关重要。

国内外学者针对砂土海床中海底管道竖向贯入响应开展了广泛的研究，主要集中在石英砂中。Verley 等[3]基于大量现有现场和模型试验数据建立了石英砂中管道竖向贯入阻力与埋深的经验公式，随后该公式被纳入海底管道稳定性设计规范 DNV-RP-F109[4]中供工程实践使用。Sandford[5]开展了石英砂中管道竖向贯入 1*g*（重力场）物理模型试验，并利用粒子图像测速（particle image velocimetry，简称 PIV）技术分析了石英砂中管道竖向贯入机制。杨阳等[6]通过离心机试验和离散元数值模拟研究了不同相对密实度石英砂中管道竖向贯入阻力演化特征及其细观机制。郑晓明等[7]采用耦合欧拉−拉格朗日（coupled Eulerian Lagrangian，简称 CEL）有限元方法对石英砂中管道竖向贯入阻力的影响因素进行了有益探索，并建立了相应的管道埋深预测公式。上述研究极大地增进了学术界和工业界对石英砂海床中海底管道竖向贯入过程的理解。

在阿拉伯湾、澳大利亚西北大陆架、中东、印度尼西亚和中国南海等对海底管道的需求日益增大的地区，深海环境中广泛分布着钙质砂[8-9]。钙质砂具有颗粒形状不规则，孔隙率高，颗粒易破碎等特征[10]，其工程力学特性与陆源石英砂存在较大差异。这些差异会导致管道在钙质砂中竖向贯入的宏观力学响应与石英砂中有所不同。然而，目前针对钙质砂中海底管道竖向贯入的研究十分有限。Zhang[11]和 Tian[12]等开展了钙质砂中管道竖向贯入离心机模型试验，发现管道竖向贯入阻力与深度存在近似线性关系。最新海底管道稳定性设计规范 DNVGL-RP-F114[13]基于条形基础极限承载力理论提供了砂土中海底管道埋深评估方法，该方法并未明确考虑钙质砂易于破碎的特殊性。然而，这一忽略可能会导致其无法真实地反映钙质砂中管道竖向贯入阻力演化规律，预测管道埋深时可能出现较大偏差。Han 等[8]对比了现有钙质砂中管道竖向贯入的模型及现场试验数据与海底管道稳定性设计规范 DNV-RP-F109[4]和 DNVGL-RP-F114[13]的计算结果，发现规范计算结果显著低估了管道的埋深，并指出钙质砂颗粒易破碎所导致的高压缩性是主要原因。可以看出，现有研究对于钙质砂中管道竖向贯入问题的理解仅局限于其宏观力学响应，其内在机制及颗粒破碎如何影响管道竖向贯入响应仍不清晰。这也导致工程师在海洋工程实践中评估钙质砂中管道的初始埋深时缺乏信心，难以作出准确预测。

本文通过离心机模型试验，结合离散元数值模拟对钙质砂中海底管道竖向贯入机制展开了深入研究。首先开展钙质砂中管道竖向贯入离心机试验，分析了管道竖向贯入阻力演化规律。随后建立离散元数值模型，并利用离心机试验结果进行模型验证。最后开展不同颗粒强度钙质砂中的管道竖向贯入数值算例分析，从宏细观角度揭示颗粒破碎对钙质砂中管道竖向贯入阻力的影响及其内在机制。本文研究成果旨在提升工业界对钙质砂海床中管道竖向贯入阻力的理解，并为后续发展适用于钙质砂中管道埋深评估的技术方法提供理论依据。

2 离心机模型试验

离心机模型试验在澳大利亚西澳大学离岸基础研究中心进行。本次试验所用离心机为悬臂式离心机，直径为 3.6 m，运行能力为 40*g*·t，最大离心加速度可达 200*g*（*g* 为重力加速度）。本文试验的离心加速度为 25*g*。

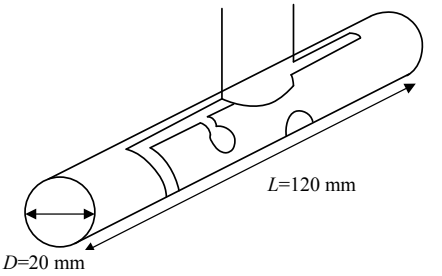
2.1 模型管道

试验采用铝制模型管道，长度 *L* 为 120 mm，直径 *D* 为 20 mm。在 25*g* 离心加速度下，模型管道对应长度为 3 m，直径为 0.5 m 的原型管道，如图 1 所示。管道上表面与 S 型轴力传感器（见图 2）采用螺纹刚性连接并固定在加载杆上，下表面保持圆柱形。S 型轴力传感器最大量程为 1.8 kN，可精确测量作用在管道上的竖向力。

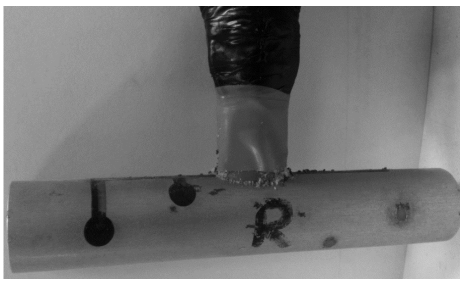
2.2 土样制备

试验土样为 Goodwyn 的天然钙质砂，主要矿物成分是碳酸钙（$CaCO_3$ 含量>95%[14]），土粒相对密度为 2.74。试验前将天然钙质砂土样中粒径小于 0.6 mm 的颗粒进行筛分去除，保持剩余颗粒粒径组分不变，以获得粒径相对均匀的土样。选择粒径相对均匀的土样进行试验有两个优点[15]：①在相对较低的应力水平下土样更容易破碎，便于实现研究目

的，即颗粒破碎对管道竖向贯入阻力的影响；②有利于降低试验结果的离散性，更好地保证试验结果的可重复性。筛分后的钙质砂最大、最小干密度分别为 1 146 kg/m^3 和 1 088 kg/m^3。图 3 为试验用土的颗粒级配曲线。根据 ASTM 土壤粒径分类规范[16]，试验土样属于不良级配。



(a) 示意图



(b) 实物图

图 1　管道模型

Fig.1　Model pipeline

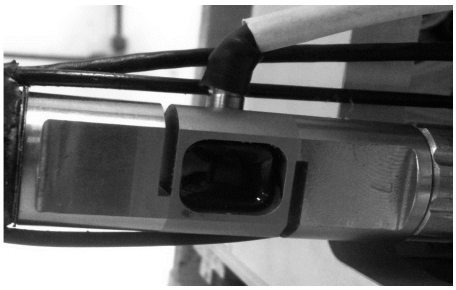


图 2　S 型轴力传感器

Fig.2　S-shaped axial load cell

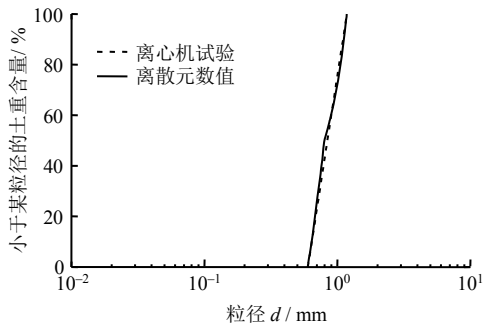


图 3　颗粒级配曲线

Fig.3　Particle size distribution curves

徐光明等[17]的研究结果表明，当离心机模型试验中所用的砂土与现场砂土一致时，离心机试验中模型尺寸与砂土颗粒粒径的比值应大于 23，方可忽略砂土颗粒的尺寸效应。在本试验中，管道模型直径 D 与试验所用钙质砂中值粒径 d_{50} 的比值约为 24。因此，颗粒尺寸效应带来的影响可忽略不计。

模型箱内部长×宽×高尺寸为 650 mm×390 mm×325 mm。为真实地模拟天然砂土海床的形成特点，本次试验采用砂雨法制备土样。为尽可能减小颗粒重排引起的土体变形，本次试验选择在密砂中进行。鉴于钙质砂易于破碎，落砂完毕后，采用振动法使得土样达到密实状态，将土样放置于振动台上振动 2 min。随后刮除其表面土体以平整土面，并准确测量其质量和体积。最终制备的土样干密度为 1 137 kg/m^3，相对密实度为 85%，属于密砂。需要指出的是，测量的土样干密度是一个平均值，实际土样干密度可能会随着深度略有变化。由于本试验研究对象为浅埋管道，使用土样深度范围集中在土面下方 10 mm 以内，因此干密度沿深度变化的影响可忽略不计。由于砂土的渗透性好，排水性强，管道竖向贯入过程中土体几乎处于完全排水状态，其饱和程度对排水强度影响不大[5-6, 12]，因此试验选择在干砂中进行。

为检验所制备土样的均匀程度，开展了静力触探试验（cone penetration test，简称 CPT），试验条件同后续管道竖向贯入试验一致，离心加速度为 25g。图 4 为土样的锥尖阻力–深度曲线，图中横轴为锥尖阻力 q_c，纵轴为利用管径归一化的贯入深度 z / D。可以看到，锥尖阻力与贯入深度基本呈线性关系，说明所制备的土样均匀性良好。

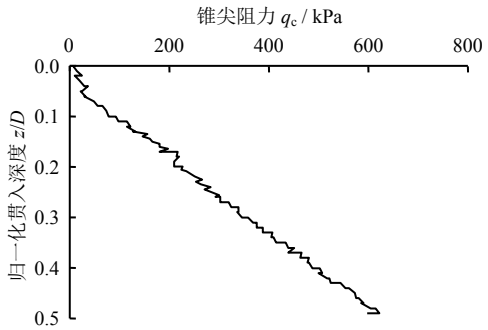


图 4　锥尖阻力曲线

Fig.4　Profile of cone tip resistance

2.3　加载方式及数据采集

试验采用电动作动器进行加载。作动器由直流伺服电机驱动，作动器竖向最大负载为 8 kN，最大行程为 240 mm。本试验采用位移加载方式，管道

以 1 mm/s 的速率匀速贯入至 0.5D。使用高速无线数据采集系统进行数据采集与加载控制，实现作动器控制和数据传输的实时协同进行，数据采集频率为 10 Hz。

3 试验结果与分析

图 5 为管道竖向贯入阻力与归一化埋深关系曲线（已换算为原型尺寸，换算原则参考文献[18]），图中横轴为单位长度管道竖向贯入阻力 V，纵轴为利用管径归一化后的埋深 w/D。由图可知，管道竖向贯入阻力随着埋深的增加呈现准线性增长趋势。这一特征与 Zhang[11]和 Tian[12]等在钙质砂中管道竖向贯入的离心试验结果相似，但与杨阳等[6]在石英砂中观察到的管道竖向贯入阻力曲线间歇性波动的特征显著不同。这是由于在钙质砂中管道竖向贯入过程中，管底土的颗粒破碎和挤压密实使得土体变形以深部土体压缩为主，详见后文离散元数值分析。管道埋深越大，土体自重引起的抗力越大，竖向贯入阻力越大。

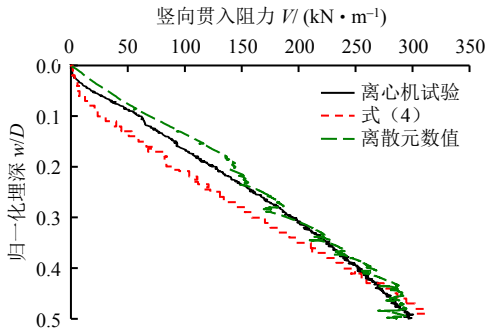


图 5 竖向贯入阻力与归一化埋深关系曲线

Fig.5 Relation curves of vertical penetration resistance with normalized embedment

通过引入塑性刚度系数，管道竖向贯入阻力 V 与埋深 w 的关系可表示为[11]

$$V = k_{\mathrm{vp}} w \tag{1}$$

式中：k_{vp} 为塑性刚度系数，可通过 CPT 试验获得的锥尖阻力进行估算，计算式为

$$k_{\mathrm{vp}} \approx B \frac{\mathrm{d}q_{\mathrm{c}}}{\mathrm{d}z} \tag{2}$$

式中：z 为贯入深度；B 为管–土接触宽度，计算式为

$$B = 2\sqrt{Dw - w^2} \tag{3}$$

联立式（1）、（2），管道埋深 w 的竖向贯入阻力为

$$V \approx B q_{\mathrm{c}} \tag{4}$$

式（4）反映管道的竖向贯入阻力大致等于管–土接触宽度与相同深度 CPT 锥尖阻力的乘积。图 5 给出了式（4）的预测结果以供对比。可以看到，当 $w/D<0.4$ 时，预测结果略小于离心机试验结果，当 $w/D>0.4$ 时，预测结果与离心机试验结果十分吻合。这是由于当埋深较大时，管道竖向贯入在钙质砂中激发了与 CPT 竖向贯入相似的土体变形机制，详见后文离散元数值分析结果。

4 离散元数值分析

前文通过离心机试验分析了管道竖向贯入阻力演化规律，本章将采用离散元法开展钙质砂中管道竖向贯入数值模拟，以进一步揭示颗粒破碎对管道竖向贯入阻力的影响及其内在机制。

鉴于管–土相互作用为平面应变问题，本次模拟采用二维分析。

4.1 离散元数值模型

4.1.1 颗粒破碎准则及模式

基于离散元颗粒破碎模拟的方法主要分为两类[19]：①通过黏结一定数目的小颗粒组成柔性团簇，当小颗粒间的一定数量的黏结断裂时颗粒发生破碎，称为颗粒黏结法；②通过预设定颗粒破碎准则，当颗粒受力情况满足预定破碎准则时，采用一组无黏结的小颗粒替代发生破碎的原始颗粒，称为碎片替代法。鉴于本文模拟的是工程边值问题，为避免颗粒数量过多降低计算效率，本文采用碎片替换法模拟颗粒破碎。

离散元中颗粒破碎准则主要有两种：①应力判定准则，通过设定颗粒应力的阈值，当颗粒应力超过该阈值时颗粒发生破碎；②力判定准则，通过设定颗粒最大接触力的阈值，当颗粒破碎最大接触力超过该阈值时发生破碎。根据 Zhu 等[20]的研究，当颗粒承受多点荷载时，利用最大接触力准则判定颗粒破碎效果最佳。因此，本文采用最大接触力准则判定颗粒的破碎。

为考虑相同粒径颗粒强度的变异性，对于粒径为 d 的颗粒，其颗粒强度分布服从 Weibull 分布[21]：

$$p(d) = \exp\left[-\frac{\sigma_{\mathrm{c}}}{\sigma_0(d)}\right]^m \tag{5}$$

式中：$p(d)$ 为颗粒内部张拉应力为 σ_{c} 时的存活概率；$\sigma_0(d)$ 为存活概率 $p(d)=37\%$时的特征应力；m 为 Weibull 模量，描述颗粒强度的变异性，变异性越大，m 值越小。

根据式（5），颗粒强度σ_c可表示为

$$\sigma_c=\sigma_0(d)\left[\ln\left(\frac{1}{p(d)}\right)\right]^{\frac{1}{m}} \tag{6}$$

为考虑颗粒强度的尺寸效应，粒径为d的颗粒特征强度可表示为

$$\sigma_0(d)=\sigma_0\left(\frac{d}{d_0}\right)^{\alpha} \tag{7}$$

式中：σ_0为某一颗粒的固有强度，与粒径无关；d_0为特征粒径；α为颗粒强度的尺寸效应系数。

联立式（6）和式（7），考虑颗粒强度变异性和尺寸效应的颗粒强度表达式为

$$\sigma_c=\sigma_0\left(\frac{d}{d_0}\right)^{\alpha}\left[\ln\left(\frac{1}{p(d)}\right)\right]^{\frac{1}{m}} \tag{8}$$

当颗粒发生破碎时，颗粒所受到的最大接触力F为

$$F=\sigma_c d^2 \tag{9}$$

将式（8）代入式（9），可得颗粒发生破碎时的最大接触力阈值F_{max}为

$$F_{max}=\sigma_0\left(\frac{d^{\alpha+1}}{d_0{}^{\alpha}}\right)\left[\ln\left(\frac{1}{p(d)}\right)\right]^{\frac{1}{m}} \tag{10}$$

Åström等[22]提出了构建碎片替换模式的3个标准：①尽可能地符合实际情况，即生成不同粒径的子颗粒；②碎片颗粒的布置能模拟出破碎时局部应力突减的效果；③为了避免模拟中颗粒数目上升过快，保证多次破碎后仍具有较高的计算效率。为尽可能满足上述3点标准，本次模拟采用如图6所示的碎片替换模式。

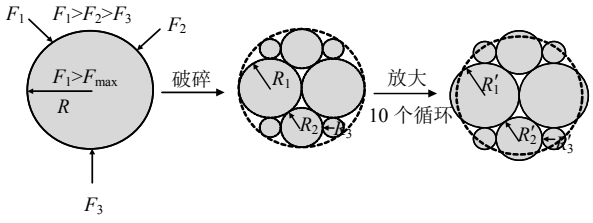


图 6　破碎模式示意图

Fig.6　Particle breakage mode

当粒径为d的目标颗粒受到的最大接触力F达到最大接触力阈值F_{max}，首先删除目标颗粒，替换为 8 个相切的子颗粒，粒径分别为$d/2$、$d/3$和$d/6$，并赋予与目标颗粒相同的接触属性。为了保证破碎过程中系统质量守恒，自定义程序使每个子颗粒的粒径在每个计算步中分 10 级放大，直至 8 个子颗粒总面积与目标颗粒相同。这种方法可使颗粒破碎过程满足质量守恒的同时，避免局部应力的突增。每个子颗粒若满足颗粒破碎准则，可再次破碎成粒径更小的子颗粒。需要说明的是，颗粒碎片替换模式对破碎过程的影响较小[22]，因此本文选取的碎片替换模式对计算结果及本文结论的影响不大。

4.1.2 细观参数标定

准确的细观参数是确保离散元模拟成功的关键。在建立离散元管道竖向贯入模型前，首先开展了钙质砂柔性双轴压缩试验，利用三轴试验进行模型细观参数标定。为考虑钙质砂颗粒由于不规则形状引起的抗转动特征，本次模拟采用抗转动线性接触模型，接触模型介绍详见文献[23]。数值土样颗粒级配曲线如图3所示，土样最大、最小平面孔隙比e_{max}和e_{min}分别为0.259和0.161。

在利用离散元模拟陆源岩土介质时，颗粒刚度比（法向刚度与切向刚度比值）建议取值通常为1～1.5之间[24]。然而上述取值难以有效模拟出钙质砂的高压缩性、高内摩擦角等力学特征。因此，在本文模拟中，颗粒刚度比设定为0.75。需要指出的是，过小的法向刚度可能会引起加载过程中颗粒出现部分重叠。对于钙质砂的模拟，允许颗粒发生部分重叠主要有两点考虑：①钙质砂颗粒棱角度高，当采用圆盘颗粒进行模拟时无法有效反映其高孔隙率特征，当颗粒未发生破碎时，适量的颗粒重叠可以认为是加载过程中高孔隙率减小的一种替代表现形式；②当颗粒发生破碎时，颗粒重叠可以理解为钙质砂颗粒破碎后内孔隙释放引起的体积减小。此外，钙质砂由于颗粒形状多不规则，颗粒之间的咬合效应显著，本次模拟中标定后的抗转动系数为1.0。钙质砂的颗粒细观参数及颗粒破碎判定准则参数列于表 1，该参数同时用于后文管道竖向贯入模型中土体模型的生成。

图 7 为相对密实度为 30%的土样在围压σ_3为50 kPa和200 kPa时的应力−应变曲线，其中横坐标为轴向应变ε_1，纵坐标为偏应力$q=\sigma_1-\sigma_3$，σ_1为轴向应力。由图可见，当$\sigma_3=50$ kPa时，偏应力随着轴向应变的增加先增大后略微减小；当$\sigma_3=200$ kPa时，偏应力随着轴向应变的增加持续增大并逐渐趋近于稳定，表现为典型的应变硬化特征。图中同时给出了土样相对密实度为 28%的三轴试验结果[25]进行对比。可以看到，离散元数值模拟结果与试验结果吻合良好，说明标定的细观参数可以较好地模拟钙质砂的宏观力学特征。

表 1 DEM 模型细观参数

Table 1 Microscopic parameters of DEM model

土体								管道			墙体		
法向刚度 k_n / (N·m^{-1})	切向刚度 k_s / (N·m^{-1})	摩擦系数 μ	抗转动系数 μ_r	阻尼系数 ζ	颗粒固有强度 σ_0 / Pa	Weibull 模量 m	尺寸效应系数 α	法向刚度 k_n / (N·m^{-1})	切向刚度 k_s / (N·m^{-1})	摩擦系数 μ	法向刚度 k_n / (N·m^{-1})	切向刚度 k_s / (N·m^{-1})	摩擦系数 μ
7.5×10^6	3×10^7	0.6	1.0	0.7	4.5×10^5	3.0	1.0	1×10^9	1×10^9	0.3	1×10^9	1×10^9	0.0

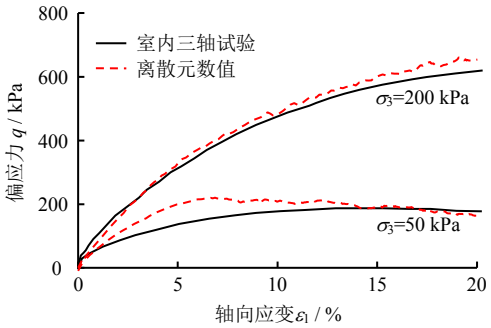


图 7 应力−应变曲线

Fig.7 Stress-strain curves

图 8 为轴向应变 $\varepsilon_1=0\%$、5%、10%、15%和 20%的颗粒级配演化曲线。当 $\sigma_3=50$ kPa 时，土样颗粒级配曲线未发生明显变化；当围压 $\sigma_3=200$ kPa 时，土样颗粒级配曲线发生了明显的变化，且级配曲线偏转幅度先增大后减小。图中还给出了轴向应变 $\varepsilon_1=20\%$时土样的颗粒破碎分布，其中灰色代表未发生破碎的原始颗粒，红色代表破碎后的新生成的子颗粒。可以看到，当 $\sigma_3=50$ kPa 时，土样中破碎颗粒零星分布；当 $\sigma_3=200$ kPa 时，土样颗粒破碎程度显著加剧，且破碎颗粒主要集中在剪切带上，说明本文采用的颗粒破碎准则可以有效模拟颗粒破碎。

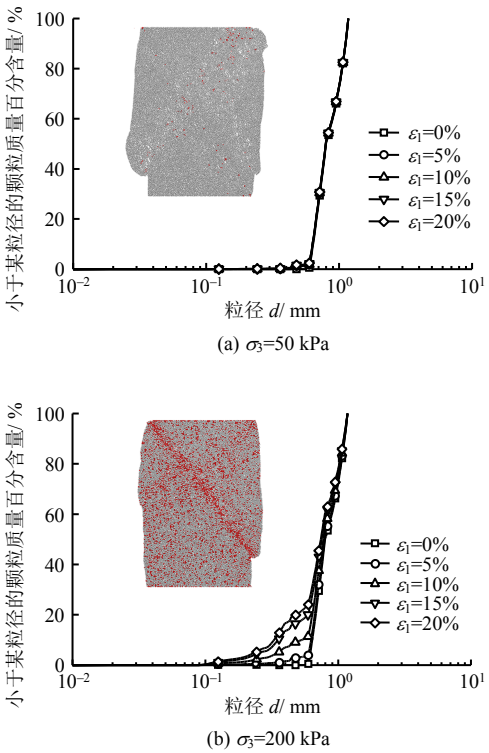


图 8 颗粒级配演化曲线

Fig.8 Evolution of particle size distribution curves

4.1.3 管道竖向贯入模型

图 9 为管道竖向贯入离散元数值模型示意图。二维土样模型宽×高为 $W\times H=13D\times5.5D$，管道模型直径 $D=20$ mm，与离心机试验相同。本文所建模型的 $W/D=13$，$D/d_{50}=24.7$。根据徐光明等[17]的研究，当 $W/D\geqslant7$ 时，可忽略边界效应。本文所建模型基本上满足上述条件，故边界效应可忽略不计。管道模型和墙体参数也列于表 1。

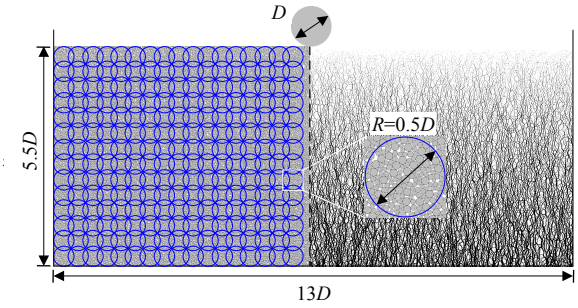


图 9 离散元数值模型示意图

Fig.9 Schematic diagram of discrete element model

本次模拟采用分层欠压法[26]生成土样。土样生成完成后，对土样施加 1g 重力加速度，循环直至平衡，模拟 1g 室内制样条件；随后对土样施加 25g 的离心加速度，再次循环直至平衡，模拟 25g 离心机试验条件。本次模拟生成相对密实度 $D_r=86\%$（$e=0.175$）土样，颗粒总数约为 61 000 个。为监测土体内部微观信息变化，在土样中布设了一系列的测量圆，如图 9 中左侧所示，测量圆直径为 0.5D。每个测量圆内至少包含 200 个颗粒，足以保证测量结果的准确性[26]。

图 10 为土样初始状态平面孔隙率 n、水平应力 σ_h、竖向应力 σ_v 及侧压力系数 K_0 随深度的变化规律。土样的平面孔隙率 n 在竖直方向上基本不变，说明土样均匀性较好。水平应力 σ_h、竖向应力 σ_v 随深度基本呈线性增大。K_0 随深度先减小后逐渐趋于稳定，这是因为分层欠压法是利用压板将一定范围内颗粒压缩至指定孔隙比，上部土体受压板输入能量影响，扰动程度更大[26]。

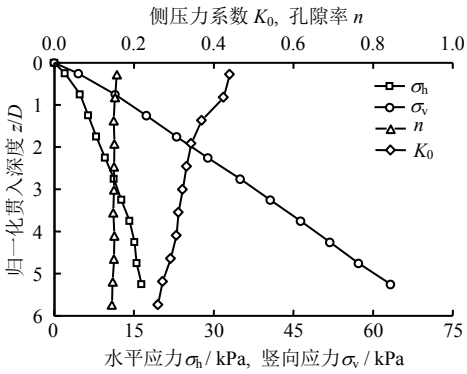


图 10　孔隙率、水平应力、竖向应力及侧压力系数变化规律
Fig.10　Variations of porosity, horizontal and vertical stresses, and lateral pressure coefficient

在本次模拟中，若采用离心机试验真实的贯入速率，计算成本会大大增加；若采用过大的贯入速率，则会出现动力效应使得模拟结果失真。管道竖向贯入过程中的动力效应可通过惯性参量 I 进行度量[27]

$$I=\dot{\gamma}\sqrt{\frac{m_p}{P}} \tag{11}$$

$$\dot{\gamma}=\frac{v}{H} \tag{12}$$

式中：$\dot{\gamma}$ 为应变速率；m_p 为颗粒质量；P 为上覆压力；v 为贯入速率。通常惯性参量 $I\leqslant 10^{-3}$，可认为是准静态加载。

为提高计算效率，同时保证数值计算精度，模拟中管道竖向贯入速率统一取为 $v=0.01$ m/s，计算得到惯性参量 $I=4.38\times10^{-4}$，满足准静态加载条件。

4.2　模型验证

图 5 为离散元数值模拟的管道竖向贯入阻力与归一化埋深关系曲线（已换算为原型尺寸）。从图中可以看到，当 $w/D<0.2$ 时，管道竖向贯入阻力曲线相对光滑，贯入阻力随着埋深的增加呈准线性增加；当 $w/D>0.2$ 时，贯入阻力随着埋深持续增大，但受到土体内部颗粒破碎与颗粒重排列的影响，贯入阻力开始出现轻微振荡；当 $w/D>0.45$ 时，贯入阻力几乎停止了增长，振荡明显。对比离心机试验结果可以看到，离散元数值结果和离心机试验结果在趋势上吻合良好。

4.3　数值结果与分析

为明晰颗粒破碎对管道竖向贯入阻力的影响及其内在机制，利用验证后的模型开展了颗粒强度分别为 $\sigma_0=1.5\times10^5$、3.0×10^5 Pa 和 ∞（即无颗粒破碎）3 组额外工况的算例分析，其余参数同表 1。

4.3.1　荷载−位移曲线

图 11 为颗粒强度 $\sigma_0=1.5\times10^5$、3.0×10^5、4.5×10^5 Pa（验证算例）和 ∞（即不允许颗粒破碎）的管道竖向贯入阻力曲线。管道竖向贯入阻力均随着埋深的增加近似呈现线性增大趋势。从图中可以看出，颗粒强度对管道竖向贯入阻力的初始响应影响不大，这是由于当管道初始贯入土体中时，管道底部土体的变形主要以颗粒重排挤密为主，贯入阻力主要取决于土体的初始密实状态。随着管道埋深的增加，管道竖向贯入阻力随着颗粒强度的降低而减小。当 $\sigma_0=\infty$ 时，管道竖向贯入阻力在 $w/D=0.5$ 时达到约 330 kN/m；当 $\sigma_0=3.0\times10^5$ Pa 时，管道竖向贯入阻力约为 225 kN/m。这是由于当管道竖向贯入阻力增大到一定程度时，管道底部颗粒发生破碎，土体强度降低。

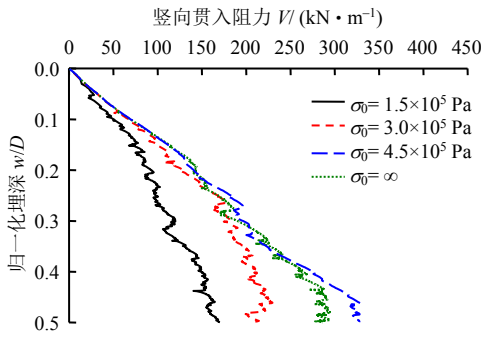
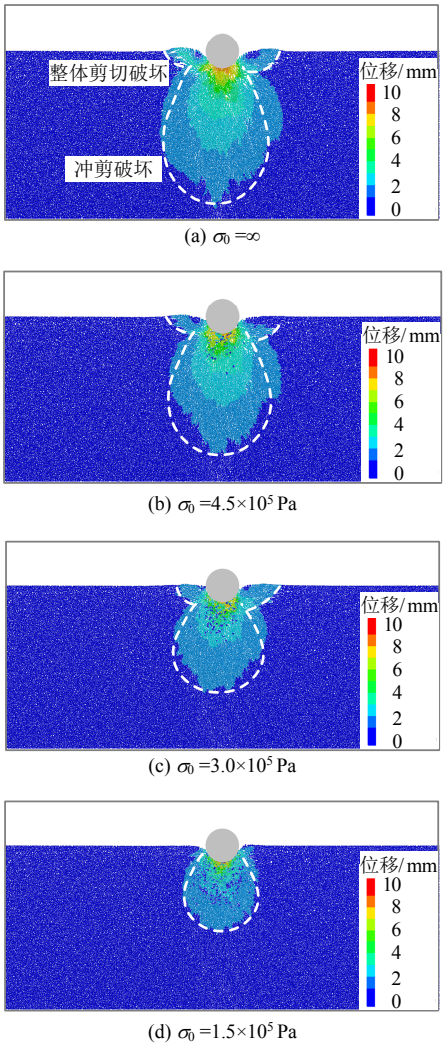


图 11　不同颗粒强度时的竖向贯入阻力与归一化埋深曲线
Fig.11　Curves of vertical penetration resistance and normalized embedment with varying particle strengths

4.3.2　土体变形机制

图 12 为颗粒强度 $\sigma_0=1.5\times10^5$、3.0×10^5、4.5×10^5 Pa 和 ∞ 时管道竖向贯入结束时的土体位移场。由图可知，对于不同颗粒强度的土体，虽然管道竖向贯入阻力曲线特征相似，但其土体变形破坏机制存在一定差异。当 $\sigma_0=\infty$ 时，如图 12(a)所示，土体变形机制表现为整体剪切破坏和冲剪破坏混合型模式。这是由于当管道初始竖向贯入土体中时，以管道底部土体压缩为主，表现为冲剪破坏；当管道竖向贯入至一定深度时，管道底部土体由于无法被继续压缩，从而诱发土体变形向两侧发展形成浅表局部剪切破坏。当颗粒允许发生破碎时，如图 12(b)～12(d)所示，土体变形机制主要表现为冲剪破坏，管道底部形成了水滴状的土体变形区域，与 Arshad 等[28]观察到的 CPT 竖向贯入锥头处的土体变形模式相似。不难理解，当土体颗粒发生破碎后，管道底部土体发生持续压缩，延迟甚至抑制了土体变形向两侧发展。从图中还可以看到，随着颗粒强度降低，管道底部土体变形区域逐渐缩小，说明颗粒的破碎抑制了土体变形的扩展，从而导致贯入阻

力的减小。此外，土面隆起程度也随着颗粒强度的降低而逐渐减弱。如图 12(d)所示，由于发生了大量破碎，土面几乎未观察到隆起。



(a) σ_0 =∞

(b) σ_0 =4.5×10^5 Pa

(c) σ_0 =3.0×10^5 Pa

(d) σ_0 =1.5×10^5 Pa

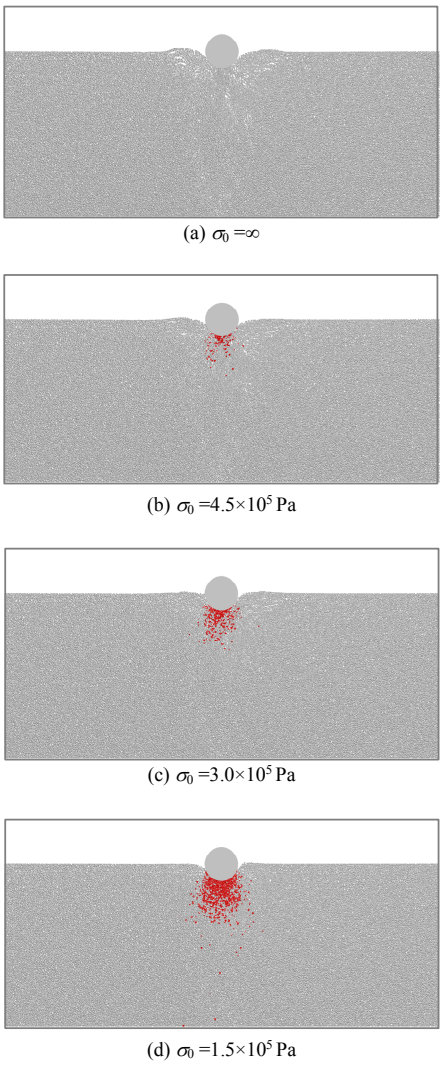
图 12 不同颗粒强度时的土体位移场

Fig.12 Displacement fields with varying particle strengths

4.3.3 颗粒破碎分布

图 13 为颗粒强度 σ_0 = 1.5×10^5、3.0×10^5、4.5×10^5 Pa 和∞时管道竖向贯入结束时的颗粒破碎分布，其中灰色代表未发生破碎的原始颗粒，红色代表发生颗粒破碎后新生成的子颗粒。由图 13(d)可以看到，颗粒破碎从管道底部向远离管道的径向发展。管道贯入过程中的颗粒破碎主要表现为两种模式，大部分连续颗粒破碎（即相邻的颗粒均发生破碎）集中在管道底部，少数独立颗粒破碎（即单个颗粒发生破碎）分散在远离管道的区域。

图 14 统计了不同颗粒强度时管道竖向贯入过程中的破碎颗粒个数。颗粒破碎数量随着管道埋深的增加而增加。在相同的管道埋深时，颗粒破碎数量随颗粒强度的降低而增加。当管道竖向贯入结束时，颗粒强度 σ_0 = 1.5×10^5、3.0×10^5、4.5×10^5 Pa 的土体中颗粒破碎数量分别为 847、282、106 个。



(a) σ_0 =∞

(b) σ_0 =4.5×10^5 Pa

(c) σ_0 =3.0×10^5 Pa

(d) σ_0 =1.5×10^5 Pa

图 13 不同颗粒强度时的颗粒破碎分布

Fig.13 Particle breakage distributions with varying particle strengths

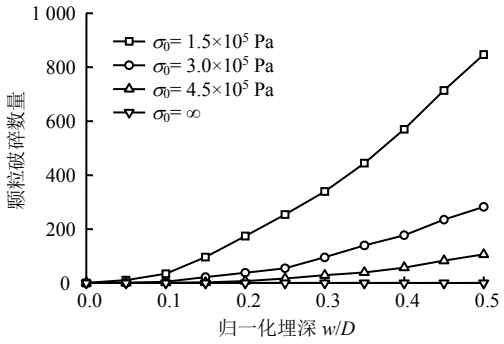


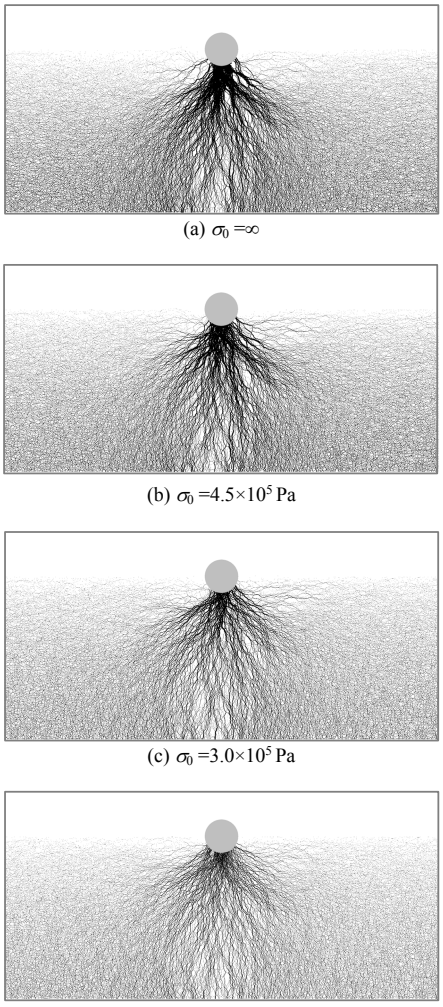
图 14 不同颗粒强度时破碎颗粒个数与归一化埋深的关系

Fig.14 Relationships between number of particle breakage and normalized embedment with varying particle strengths

4.3.4 细观传力机制

为进一步揭示管道竖向贯入过程中颗粒破碎

对土体内部细观传力机制的影响，图 15 给出了颗粒强度 $\sigma_0 = 1.5\times10^5$、3.0×10^5、4.5×10^5 Pa 和 ∞ 时管道竖向贯入结束时的接触力链分布，力链的粗细代表颗粒间接触力的大小，力链越粗，表示颗粒间接触力越大。当 $\sigma_0 = \infty$ 时，如图 15(a)所示，强接触力链主要集中在管道底部，并向两侧斜下方扩展，在管道底部出现了明显的应力集中。当颗粒破碎数量较少时，如图 15(b)所示，管道底部的力链分布无明显变化，与管道竖向贯入阻力结果一致。随着颗粒强度进一步降低，如图 15(c)、15(d)所示，颗粒破碎程度加剧，管道底部的接触力链更细、分布更均匀，说明颗粒破碎使得管道底部集中应力得到释放。颗粒破碎越多，应力释放导致管道竖向贯入阻力减小的现象越明显。



(a) σ_0 =∞

(b) σ_0 =4.5×10^5 Pa

(c) σ_0 =3.0×10^5 Pa

(d) σ_0 =1.5×10^5 Pa

图 15　不同颗粒强度时的接触力链分布图

Fig.15　Force chain distributions with varying particle strengths

5　结　论

本文通过离心机模型试验，结合离散元数值分析对钙质砂中海底管道竖向贯入过程进行了深入研究，从宏细观角度揭示了颗粒破碎对钙质砂中管道贯入阻力的影响及其内在机制，主要结论如下：

（1）钙质砂中管道竖向贯入阻力与埋深基本呈线性关系，其值大致等于管−土接触宽度与相同深度 CPT 锥尖阻力的乘积。钙质砂中管道的竖向贯入响应可利用 CPT 试验数据进行有效评估。

（2）当管道埋深较小时，由于土体变形主要以颗粒重排挤密为主，管道竖向贯入阻力几乎不受颗粒强度影响。当管道埋深较大时，管道竖向贯入阻力随着颗粒强度的降低，颗粒破碎的加剧而减小。

（3）钙质砂中管道竖向贯入机制主要表现为典型的冲剪破坏，土体变形主要集中在管道底部，土体变形区域呈水滴状，与 CPT 竖向贯入锥头处的土体变形模式相似，且变形区域随着颗粒破碎的加剧逐渐收缩。

（4）颗粒破碎从管道底部向远离管道径向发展，且存在两种破碎模式，大量贴近管道底部的颗粒发生连续破碎，少量远离管道的颗粒发生独立破碎。

（5）颗粒破碎导致管道底部土体的集中应力释放，颗粒破碎越多，应力释放导致管道竖向贯入阻力减小的现象越明显。

参 考 文 献

[1] RANDOLPH M F. WHITE D. Pipeline embedment in deep water: processes and quantitative assessment[C]// Offshore Technology Conference. Houston: [s. n.], 2008.

[2] RANDOLPH M F, GOURVENEC S. Offshore geotechnical engineering[M]. Abingdon, Oxon, UK: Spon Press, 2011.

[3] VERLEY R L P, SOTBERY T. A soil resistance model for pipelines placed on sandy soils[J]. **Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering**, 1994, 116(3): 145-153.

[4] DNV Group. DNV-RP-F109 On-bottom stability design of submarine pipelines[S]. Oslo: DNV, 2010.

[5] SANDFORD R J. Lateral buckling of high pressure / high temperature on-bottom pipelines[D]. Oxford, UK: University of Oxford, 2012.

[6] 杨阳, 田英辉, 张春会, 等. 砂土海床中海底管道贯入阻力演化特征及细观机制研究[J]. 岩土力学, 2023, 44(4): 1001-1008.
YANG Yang, TIAN Ying-hui, ZHANG Chun-hui, et al. Penetration resistance evolution characteristics and mesoscopic mechanism of submarine pipeline in sandy seabed[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2023, 44(4):

1001-1008.

[7] 郑晓明, 张春会, 李雪婷, 等. 砂土海床海底管道贯入的数值模拟[J]. 河北科技大学学报, 2022, 43(4): 440-448.
ZHENG Xiao-ming, ZHANG Chun-hui, LI Xue-ting, et al. Numerical simulation of submarine pipeline penetration in sandy seabed[J]. **Journal of Hebei University of Science and Technology**, 2022, 43(4): 440-448.

[8] HAN E L, BRANSBY F, ZHU F, et al. Pipe-soil interaction for surface-laid pipelines in carbonate sediments[C]//International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics. Austin: ISFOG, 2020.

[9] WATSON P, BRANSBY F, DELIMI Z L, et al. Foundation design in offshore carbonate sediments-building on knowledge to address future challenges[C]// From Research to Applied Geotechnics: Invited Lectures of the XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE). Cancun: [s. n.], 2019.

[10] 杨阳, 张春会, 崔恩杰, 等. 单颗粒与单粒组钙质砂破碎特性及其关联关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2022, 41(增刊 2): 3410-3418.
YANG Yang, ZHANG Chun-hui, CUI En-jie, et al. The crushing characteristics of single particle and uniformly-graded sample of carbonate sand and their association relationship[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2022, 41(Suppl.2): 3410-3418.

[11] ZHANG J. Geotechnical stability of offshore pipelines in calcareous sand[D]. Perth: University of Western Australia, 2001.

[12] TIAN Y, CASSIDY M J, GAUDIN C. Advancing pipe-soil interaction models in calcareous sand[J]. **Applied Ocean Research**, 2010, 32(3): 284-297.

[13] DNVGL Group. DNVGL-RP-F114 Pipe-soil interaction for submarine pipelines[S]. Oslo: DNV GL AS, 2017.

[14] WATSON P. Performance of Skirted Foundations for Offshore Structures[D]. Perth: University of Western Australia, 1999.

[15] YANG Y, ZHANG C, WANG R, et al. Engineering properties of the compressibility and crushing characteristics of transitional soils mixed with silicate and carbonate sands[J]. **Engineering Geology**, 2021, 292(4): 106246.

[16] ASTM International. ASTM D2487-17 Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)[S]. West Conshohocken: ASTM International, 2017.

[17] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3): 80-86.
XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. A study of size effect and boundary effect in centrifuge test[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 18(3): 80-86.

[18] MURFF J D. The geotechnical centrifuge in offshore engineering[C]//Offshore Technology Conference. Houston: [s. n.], 1996.

[19] XIAO Y, DESAI C S, DAOUADJI A, et al. Grain crushing in geoscience materials - key issues on crushing response, measurement and modeling: review and preface[J]. **Geoscience Frontier**, 2020, 11(2): 363-374.

[20] ZHU F, ZHAO J. A peridynamic investigation on crushing of sand particles[J]. **Géotechnique**, 2018, (6): 526-540.

[21] MCDOWELL G R, AMON A. The application of Weibull statistics to the fracture of soil particles[J]. **Soils and Foundations**, 2002, 40(5): 133-141.

[22] ÅSTRÖM J A, HERRMANN H J. Fragmentation of grains in a two-dimensional packing[J]. **The European Physical Journal B-Condensed Matter and Complex Systems**, 1998, 5(3): 551-554.

[23] Itasca Consulting Group, Inc. PFC2D user's manual (version 5.0)[M]. Minneapolis: Itasca Consulting, Group, 2014.

[24] 龚健. 土石混合体的细观力学特性研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2017.
GONG Jian. Study on the microscopic mechanical characteristic of soil rock mixture[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2017.

[25] SHARMA S. Characterisation of cyclic behaviour of calcite cemented calcareous sand[D]. Perth: University of Western Australia, 2004.

[26] JIANG M, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for dem studies[J]. **Computers and Geotechnics**, 2003, 30(7): 579-597.

[27] TRAN Q A, CHEVALIER B, BREUL P. Discrete modeling of penetration tests in constant velocity and impact conditions[J]. **Computers and Geotechnics**, 2016, 71: 12-18.

[28] ARSHAD M I, TEHRANI F S, PREZZI M, et al. Experimental study of cone penetration in silica sand using digital image correlation[J]. **Géotechnique**, 2014, 64(7): 551-569.