DOI：10.16285/j.rsm.2016.0079

基坑土体卸荷平面应变试验离散元数值分析

张伏光[1, 2, 3, 4]，蒋明镜[3, 4]

（1. 石家庄铁道大学 土木工程学院，石家庄 河北 050043；2. 石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室，石家庄 河北 050043；3. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室，上海 200092；4. 同济大学 土木工程学院 地下建筑与工程系，上海 200092）

摘 要：对基坑开挖影响范围内土体的应力路径进行平面应变试验离散元数值模拟，以研究结构性与卸荷形式对坑周土体宏微观力学特性的影响。首先，将一个描述土颗粒间胶结效应的简单三维胶结接触模型植入三维离散元软件 PFC^{3D}；其次，对初始 K_0 固结状态的重塑土、结构性土试样分别进行常规三轴以及平面应变条件下 4 种不同卸荷应力路径的离散元模拟；最后，对经历不同卸荷形式的坑底土体单元进行再加荷模拟。模拟结果表明，在卸荷过程中，被动区土体峰值强度以及破坏时竖向应变随卸荷比增大而增大，且其强度小于主动区土体强度；在卸荷、再加荷过程中，被动区土体峰值强度随卸荷比增大而增大，但均小于不卸荷而直接加荷条件下的峰值强度；由于结构性的存在，土体由应变硬化向应变软化过渡，且强度增长；结构性与卸荷形式显著影响土体体积改变。在微观尺度，增大卸荷比或结构性均会增大垂直大主应力方向的平面上的法向接触力，进而提高其强度。

关 键 词：基坑开挖；平面应变试验；卸荷；离散元

中图分类号：TU 470 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－7598 (2018) 01－0339－10

Distinct element analysis of plane strain test on soil unloading around a foundation pit

ZHANG Fu-guang[1, 2, 3, 4], JIANG Ming-jing[3, 4]

（1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 2. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control of Ministry of Education, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China;
3. Key Laboratory of Geotechnical & Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;
4. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China）

Abstract: To investigate the influence of structure properties of soil and unloading form on macro- and micro- mechanical behaviors of soil around a foundation pit, a series of plane strain simulation tests were conducted on the soil within the region affected by pit excavation using three-dimensional (3-D) distinct element method. First, a simple 3-D bond contact model, representing inter-particle bonding effect, was implemented into 3-D distinct element analysis code PFC^{3D}. After that, conventional triaxial and plane strain tests on remolded and structured soil were simulated under four stress paths. Finally, the reloading process was simulated on the bottom soil element after unloading. The results show that the peak strength of the soil in passive region and the vertical strain corresponding to failure during unloading increase with unloading ratio, and the strength is smaller than that of the soil in active region. During reloading, the peak strength of the soil in passive region increases with unloading ratio, and is smaller than that without unloading or immediate loading. In addition, volume changes are significantly influenced by structure effect and unloading form. On the microscopic scale, increase in unloading ratio and enhancement in structure degree will increase the normal contact forces in a plane perpendicular to the direction of the maximum principal stress and thus enhance the strength of the soil.

Keywords: pit excavation; plane strain test; unloading; distinct element method

1 引 言

近年来，随着城市建设的发展，建筑空间日趋拥挤，土地资源日益紧张。大量高层建筑、地下商场、地下车库以及地铁隧道等基坑工程对周围土层造成了不同程度的影响。在基坑开挖过程中，土体

收稿日期：2016-01-10
基金项目：国家自然科学基金重点项目(No. 51639008)；国家自然科学基金(No. 51579178)。
This work was supported by the Key Program of the National Natural Science Foundation of China (51639008) and the National Natural Science Foundation of China (51579178).
第一作者简介：张伏光，男，1983 年生，博士，讲师，主要从事结构性土宏微观试验、本构模型和数值分析方面的研究工作。
E-mail: fuguang.zhang@stdu.edu.cn
通讯作者：蒋明镜，男，1965 年生，教授，博士生导师，主要从事天然结构性砂土、黏土、太空土、深海能源土、非饱和土的宏微观试验、本构模型和数值分析方面的研究工作。E-mail: mingjing.jiang@tongji.edu.cn

主要经历一个卸荷过程。长期研究和实践表明，土体在加荷、卸荷路径下的力学特性有着显著的差异，而现有理论主要是以加荷试验为依据建立的。另外，天然土体均具有结构性，结构性的存在使得其力学特性明显不同于其重塑状态。以往的研究多是针对重塑土展开的。因此，加强天然土体在卸荷路径下力学性状的研究有着十分重要的现实意义。

基坑开挖过程中各部位土体经历的应力路径非常复杂[1−3]。曾国熙[4]、何世秀[5]、郑刚[6]、梅国雄[7]等研究指出，卸荷土体的应力−应变关系可以近似用双曲线进行拟合。刘熙媛等[8]试验研究表明，卸荷土体的黏聚力和内摩擦角均小于常规三轴试验。杨雪强[9]、庄心善[10]等研究结果指出，土体在常规三轴和真三轴平面应变试验条件下具有不同的变形特性和破坏特征。陈林靖等[11]通过研究土体正常固结和相同围压下 K_0 固结的卸荷试验指出，前者的刚度和强度均明显小于后者。庄丽等[12]进行了卸载应力路径下丰浦砂的平面应变压缩试验，研究了初始围压和相对密度对砂土剪切强度和剪切带特性的影响。张玉等[13]分析了原状黄土在平面应变条件下侧向卸载变形和强度特征。然而，已有成果多是针对某个影响因素展开研究，如试样类型（原状/重塑）、固结形式（等向固结/K_0 固结）、固结压力及卸荷形式（常规三轴试验/真三轴试验）等，而对卸荷土体变形特征[10]以及基坑被动区土体在经历卸荷后再加荷力学特性的研究还很少[8, 11, 14]。这均表明对卸荷土体力学性状的研究还不够深入。另外，原状土样空间变异性大，且取样过程会扰动其微观结构特性，减小土样的刚度和强度，这必然会对原状土样的卸荷试验研究造成一定的阻碍。

天然土体复杂的力学特性源于其丰富的微观结构。探究基坑卸荷区土体的微观信息对理解其宏观力学响应有重要意义。刘熙媛等[8]通过光学显微镜对卸荷土体微观结构进行了初步分析。然而，传统的室内试验，即使采用较为先进的观测技术，仍难以对重塑土试样内部的微观信息进行定量量测。在卸荷过程中，天然土体内部的微观结构破损信息的定量量测难度更大。30 年来，离散单元法被广泛地用于研究岩土材料宏、微观力学响应，很好地起到了联系宏、微观力学特性的纽带作用[15]。

基于以上分析，本文采用三维离散元方法对基坑开挖周围土体的应力路径进行平面应变试验离散元模拟，并探究土体宏微观力学特性。首先，将简单三维胶结接触模型植入 PFC^{3D} 中。其次，对重塑土、结构性土试样进行常规三轴以及平面应变条件下 4 种不同应力路径的卸荷试验模拟。然后，对基坑底部 2 m 处土体单元进行卸荷后再加荷试验离散元模拟。最后，通过分析试样微观信息，揭示产生宏观力学特性差异的内在原因。

2 简单三维胶结接触模型简介

本文引入的胶结接触模型已被成功地应用于模拟结构性砂土在常规三轴压缩[16]以及等向压缩试验[17]条件下的宏微观力学特性。

图 1 为该接触模型的两种胶结模式。在胶结物质生成时，胶结模式 I 的颗粒接触间已经传递作用力，而胶结模式 II 的颗粒接触间由于存在初始间隙，不能传递作用力。将两颗粒间法向位移 u_n 定义为两颗粒半径（分别为 r_1 和 r_2）之和与颗粒中心（分别用 Q_1 和 Q_2 表示）间距 d 的差值，即 $u_n= r_1+ r_2−d$。另外，图中 δ 为颗粒间初始法向位移。

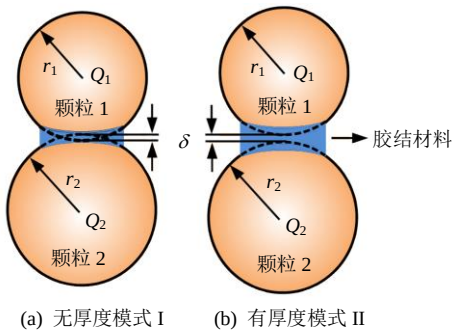


图 1 颗粒间胶结示意图[16]

Fig.1 Schematic of bonds between soil grains[16]

2.1 力−位移准则

首先介绍胶结模式 I 的力−位移准则。接触间的总作用力分为胶结接触与颗粒接触所传递的作用力两部分之和：

$$F_n = F_n^b + F_n^p,\ \ F_s = F_s^b + F_s^p \tag{1}$$

式中：F_n、F_s 分别为法向和切向接触力；b、p 分别表示胶结接触和颗粒接触。

胶结接触法向力和切向力表达式如下：

$$F_n^b = \begin{cases} k_n^b(u_n - \delta),\ -R_t^b \leqslant F_n^b \leqslant R_c^b \\ 0,\ F_n^b < -R_t^b,\ F_n^b > R_c^b \end{cases} \tag{2}$$

$$F_s^b = \begin{cases} k_s^b u_s^b,\ \left(F_s^b / R_s^b\right)^2 \leqslant 1 \\ 0,\ \left(F_s^b / R_s^b\right)^2 > 1 \end{cases} \tag{3}$$

式中：R_t^b、R_c^b 分别为胶结抗拉与抗压峰值荷载；k_n^b、k_s^b 分别为胶结的法向接触刚度与切向接触刚度；u_s^b 为自胶结接触生成后所累积的切向位移。

颗粒接触法向力与切向力表达式如下：

$$F_{\mathrm{n}}^{\mathrm{p}}=0,\ F_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}=0,\ u_{\mathrm{n}}<0 \tag{4}$$

$$F_{\mathrm{n}}^{\mathrm{p}}=k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{p}}u_{\mathrm{n}},\ u_{\mathrm{n}}\geqslant 0 \tag{5}$$

$$F_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}=\begin{cases}k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}u_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}},\ u_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}\leqslant u_{\mathrm{s}(\max)}^{\mathrm{p}}\\ F_{\mathrm{n}}^{\mathrm{p}}\mu^{\mathrm{p}},\ u_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}>u_{\mathrm{s}(\max)}^{\mathrm{p}}\end{cases} \tag{6}$$

式中：$u_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}$ 为颗粒接触间所累积的切向位移；$u_{\mathrm{s}\,(\max)}^{\mathrm{p}}$ 为颗粒间达到最大剪切力所发生的切向位移；$k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}$、$k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}}$ 为颗粒法向、切向接触刚度；μ^{p} 为颗粒接触间摩擦系数。

对于胶结模式 II，颗粒间作用力全部由胶结接触承担，因此胶结接触模型的力−位移关系与模式 I 条件下胶结接触部分的力−位移关系相同，此处不再赘述。

2.2　胶结峰值强度

考虑胶结尺寸效应的抗拉、压、剪强度公式如下式[16]：

$$R_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}=\sigma_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}\sqrt{\frac{B^2\pi}{4}}L\cdot\Omega^{0.40}\cdot\mathrm{e}^{0.84\times\frac{h_{\min}}{\sqrt{\frac{B^2\pi}{4}}}} \tag{7}$$

$$R_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}=\sigma_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}\sqrt{\frac{B^2\pi}{4}}L\cdot\Omega^{-0.52}\cdot\mathrm{e}^{-0.65\times\frac{h_{\min}}{\sqrt{\frac{B^2\pi}{4}}}} \tag{8}$$

$$R_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}}=0.4\mathrm{e}^{-0.65\times\frac{h_{\min}}{B}}\cdot R_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}\cdot\Omega^{0.48}\cdot\frac{F_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}+R_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}}{R_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}+R_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}}[1-2\times\ln(\frac{F_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}+R_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}}{R_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}+R_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}})] \tag{9}$$

其中：

$$\Omega=\sqrt{\frac{B^2\pi}{4}}/\left(\frac{D-\sqrt{D^2-B^2}}{2}+\frac{B^2\pi}{8\left(D-\sqrt{D^2-B^2}\right)}\right) \tag{10}$$

式中：D 为颗粒直径；B、$h_{\min}$ 分别为胶结的宽度和最小厚度；$R_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}}$ 为胶结抗剪峰值荷载；$\sigma_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}$、$\sigma_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}$ 分别为胶结抗拉、抗压强度。

2.3　胶结接触刚度

文献[16]推导了考虑胶结尺寸的胶结接触法向、切向刚度公式，其中胶结模式 I 为

$$k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}=\frac{\left[0.74\ln\left(\frac{h_{\max}-h_{\min}}{\bar{R}}\right)+3.22\right]\bar{R}E\pi B^2/(4h_{\min})}{\left[0.74\ln\left(\frac{h_{\max}-h_{\min}}{\bar{R}}\right)+3.22\right]\bar{R}+B^2/(4h_{\min})} \tag{11}$$

$$k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}}=k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}/1.5 \tag{12}$$

胶结模式 II 如下式：

$$k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}=\left[0.74\ln\left(\frac{h_{\max}-h_{\min}}{\bar{R}}\right)+3.22\right]\bar{R}\pi E \tag{13}$$

$$k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}}=k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}/1.5 \tag{14}$$

式中：$h_{\max}$ 为最大胶结厚度；$\bar{R}$ 为两接触接触颗粒的等效刚度，$\bar{R}=2r_1r_2/(r_1+r_2)$。

3　离散元模拟步骤

3.1　颗粒级配和试样尺寸

离散元模拟中采用的试样颗粒级配如图 2 所示，由 20 种粒径共 40 000 个颗粒组成，颗粒最大粒径为 1.18 mm，最小粒径为 0.40 mm，平均粒径 d_{50} = 0.80 mm，不均匀系数 $C_{\mathrm{u}}=d_{60}/d_{10}$ = 1.39。本文采用立方体试样，如图 3 所示，其中 σ_1、σ_2、σ_3 分别为大、中、小主应力；相应地，ε_1、ε_2、ε_3 分别为大、中、小主应变。试样材料参数如表 1 所示。

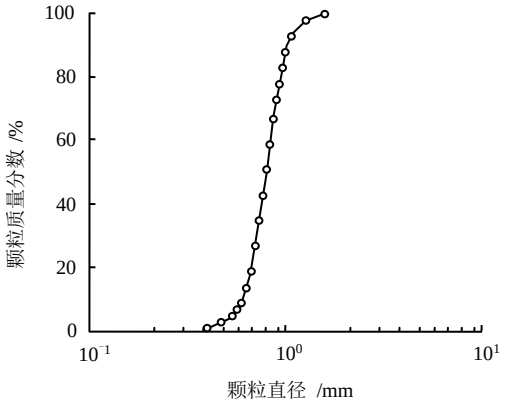


图 2　离散元试验中颗粒级配曲线[16]

Fig.2　Particle size distribution in DEM tests[16]

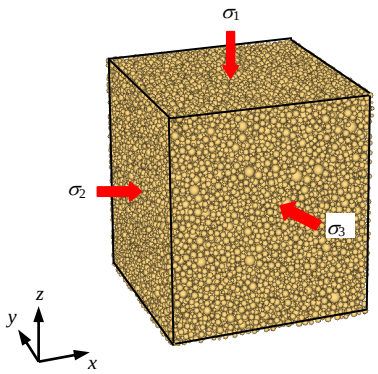


图 3　离散元数值试样[16]

Fig.3　Numerical specimen used in DEM simulations[16]

表 1　试样材料参数

Table 1　Material parameters of the sample

颗粒密度	初始孔隙比	颗粒法向接触	颗粒切向接触	胶结弹性模量	胶结抗拉强度	胶结抗压强度	摩擦系数		阻尼系数α	
ρ/(kg/m³)	e	刚度 $k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}$/(N/m)	刚度 $k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}}$/(N/m)	E/MPa	$\sigma_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}$/MPa	$\sigma_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}$/MPa	球−球μ^{p}	球−墙μ	局部	黏滞
2 650	0.84	0.75×10^6	0.5×10^6	1.6	1.0	20	0.5	0.0	0.7	0.0

需要指出的是，本文重点讨论结构性与卸荷形式对基坑周围卸荷土体力学性状的影响，而不是对某一特定基坑工程土体室内试验进行数值模拟。另外，鉴于研究系统性的考虑，本文仍选择已有结构性土数值试样及其材料参数[16–17]。

本文研究成果的准确性主要取决于颗粒间的胶结效应接触模型及其相应的微观力学参数取值。在离散元模拟中，只要接触模型可靠，微观力学参数一旦确定下来，该接触模型就可以合理地描述土体在复杂应力路径下的力学响应。但是，由于天然土或人工胶结土力学特性非常复杂，这使得当前准确测定土体中的微观力学参数还十分困难。鉴于此，文献[16]通过对比离散元模拟结果和室内试验结果，采用参数反演方法来确定所需微观力学参数。微观参数确定步骤简介如下。由于文献[16]中常规三轴压缩试验离散元模拟采用球形颗粒来模拟土颗粒，而球形颗粒在受剪切时可以自由转动，也即不具备抗转动能力，这使得无胶结颗粒体系的抗剪强度低于室内试验结果。另外，文献[16]的重点是讨论颗粒间胶结特性的影响。因此，通过对比离散元模拟和室内试验结果中胶结效应对试样抗剪强度的贡献，来确定出胶结抗拉强度 σ_t^b 和胶结抗压强度 σ_c^b；同时，通过对比离散元试样和室内真实试样的应力–应变关系曲线的初始段来确定胶结弹性模量 E。另外，对于颗粒参数，则是通过调研已有研究成果而确定。

3.2 离散元数值试样制备

离散元数值试样制备主要分为以下 3 个步骤：

（1）采用分层欠压法[18]生成松散的无胶结试样，孔隙比为 0.84。

（2）本文旨在模拟基坑周围土体单元的卸荷和（或）再加荷过程，参考已有基坑工程室内试验资料[6, 8, 11]，这里选择竖向应力为 200 kPa 的情况进行分析。对孔隙比为 0.84 的无胶结试样进行一维压缩（即 K_0 固结），竖直向伺服应力为 200 kPa，直到试样内部达到静力平衡状态。

（3）本文着重研究试样胶结含量为 1%的情况，依据胶结生成准则制备完成胶结数值试样。

3.3 试验模拟步骤

为便于研究，很多学者将基坑影响范围内土体的应力路径按被动区和主动区进行分类，如图 4 所示。可以认为点 A 侧向荷载不变，竖向完全卸载；点 B，可考虑竖向、侧向荷载按一定比例卸载；点 C，在极端情况下认为侧向完全卸载，竖向荷载不变。根据前人经验[5–6]，本文离散元模拟按等卸荷应力比选取了 4 种有代表性的卸荷应力路径，分别为 $UU = 0$，$UU = 2$，$UU = 4$ 和 $UU = \infty$，如图 5 所示。UU 表示竖向卸荷应力与侧向卸荷应力的比值（即 $UU = \Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_3$），其中 $UU = 0$ 和 $UU = \infty$ 分别代表了主动区和被动区两种极端情况下的应力路径。

对于狭长型的基坑工程，一般可简化为平面应变条件考虑。然而，大多数已有室内卸荷试验通常是在常规三轴条件下进行的。为明确常规三轴试验和平面应变条件下卸荷路径对土体特性影响的差异，本文对上述两种情况均进行离散元数值模拟。

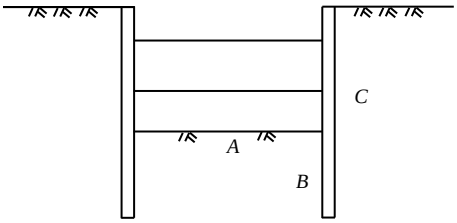


图 4 基坑工程示意图

Fig.4 Schematic of foundation pit engineering

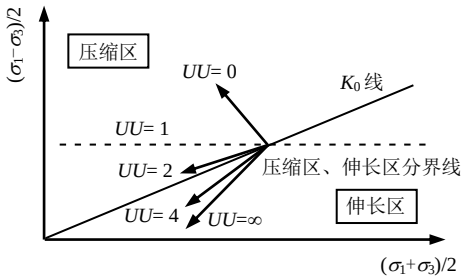


图 5 卸荷应力路径示意图

Fig.5 Schematic of unloading stress paths

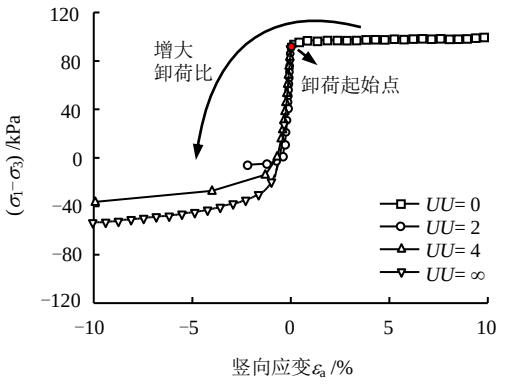
基于以上分析，对已制备好的胶结数值试样按上述 4 种卸荷路径在排水条件下进行分级卸荷，直至土样破坏或者某一方向应力为 0。初始阶段竖向每级卸荷量 $\Delta\sigma_1$ =10 kPa，后续阶段设为 $\Delta\sigma_1$ =20 kPa，而侧向每级卸荷量 $\Delta\sigma_3$ 则根据卸荷应力比 UU 以及 $\Delta\sigma_3$ 来确定。另外，为研究基坑底部土体在卸荷后再加载过程（模拟上层建筑施工），对基坑最终开挖面下 2 m 处（竖向有效应力 σ_1 = 20 kPa）土体单元进行了再加荷模拟。在再加荷模拟过程中，保持土样卸荷后侧向应力（除变形约束方向）不变。需要指出的是，对于平面应变情况，在卸荷和再加荷过程中始终保持 $\varepsilon_2 = 0$。

4 离散元模拟结果

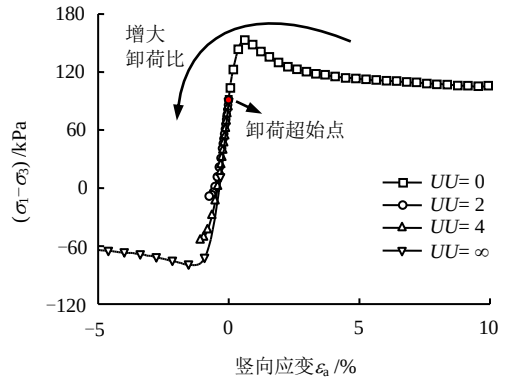
4.1 应力–应变曲线

图 6 给出重塑土与结构性土离散元试样在常规

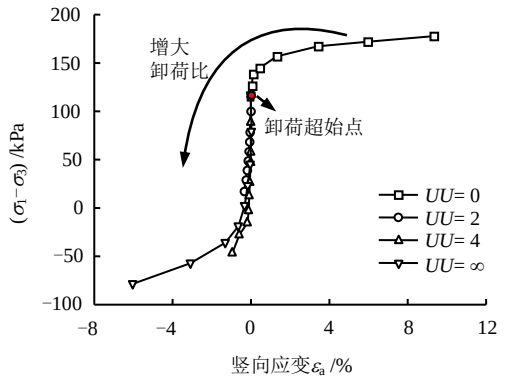
三轴试验不同卸荷路径条件下的应力−应变关系曲线，同时图中也给出了天津市区原状粉质黏土饱和试样的不排水室内试验结果作为对比[6]。图中 ε_a 定义为试样竖向应变，正值表示压缩，负值表示伸长。尽管排水条件会影响到卸荷土体的力学特性，但是排水和不排水条件下的力学特性仍具有一致性[10]，因此，这里选择文献[6]试验结果作为对比。



(a) 重塑土离散元模拟结果



(b) 结构性土离散元模拟结果



(c) 室内试验结果[6]

图 6　常规三轴卸荷试验结果对比

Fig.6　Comparisons between results from conventional triaxial unloading tests and numerical tests

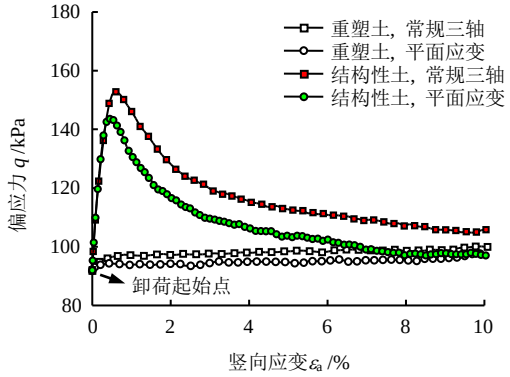
由图 6 可知，随卸荷比的增大，被动区重塑土和结构性土的强度均逐渐增大，这与试验结果[5−6]相符。另外，结构性土离散元试样在 $UU = 0$ 和 $UU = \infty$ 均出现应变软化现象，而天津市区原状粉质黏土饱和试样则均呈应变硬化现象，这可能是由于该原状粉质黏土饱和试样的结构性程度不高所致。

已有研究结果[9]指出，采用 q-ε_a 关系曲线比 $(\sigma_1-\sigma_3)$-ε_a 关系曲线在分析一般应力路径方面更具有优势，其中偏应力 q 表达式为

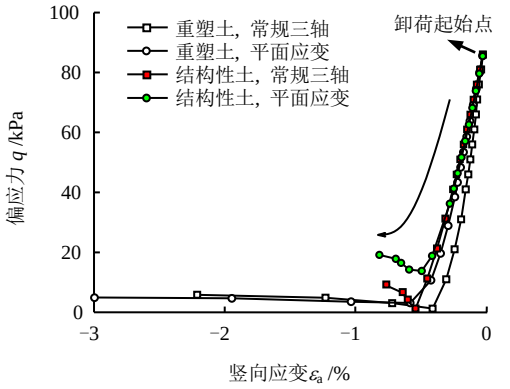
$$q=\sqrt{0.5\left[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_1-\sigma_3)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2\right]} \tag{15}$$

图 7 给出上述 4 种不同卸载应力路径条件下 q-ε_a 的关系曲线。由图 7(a)中 $UU = 0$ 试验可知，由于结构性的存在，主动区试样由重塑状态的应变硬化向应变软化转变，且随卸荷的进行，结构性土的偏应力逐渐趋向于重塑土。另外，对于结构性土和重塑土试样，常规三轴试验所得试样峰值强度均大于平面应变试验。结构性土试样破坏时的应变要小于重塑土。这表明，对于基坑工程主动区土体来说，采用常规三轴试验所得强度指标指导施工、设计是偏于不安全的，并且重塑土室内试验无法反映结构性土在发生较小变形时即破坏的力学特征。由图 7(b)可知，在 $UU = 2$ 卸荷条件下，随卸荷的进行，q 逐渐减小，向等向应力状态（稳定状态）发展演化。当 q 减小到某一定值后，q 又重新增加，直到试样破坏或者某一方向应力为 0。结构性土峰值强度大于重塑土。对于结构性土，平面应变条件下的强度要大于常规三轴试验；而对于重塑土，上述两种试验条件下所得强度几乎相同。与 $UU = 2$ 卸载条件下的模拟结果不同，由图 7(c)可知，结构性土和重塑土试样在 $UU = 4$ 条件下常规三轴试验所得峰值强度略大于平面应变试验。由图 7(d)可以看出，$UU = \infty$ 条件下结构性土试样在达到峰值强度后出现显著的应变软化特性。随着卸荷进行，结构性土 q 值逐渐趋近于重塑土。与 $UU = 4$ 相同，常规三轴试验所得峰值强度略大于平面应变试验结果。

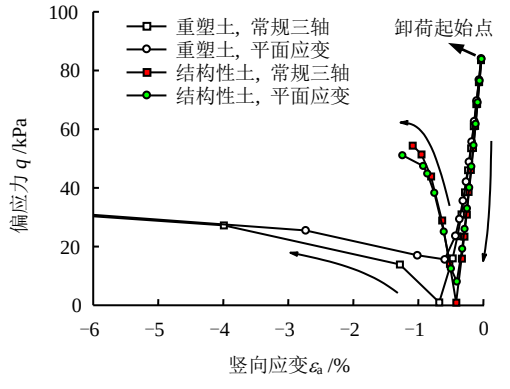
对比图 7 中不同结构性以及卸荷形式的模拟结果可知，随卸荷应力比增加，被动区土体强度以及破坏时的竖向应变逐渐增大，也即图 4 中点 B 处的土体最易发生破坏（尤其是 $UU = 2$ 卸荷路径），除此之外，平面应变试验峰值强度由大于常规三轴试验向小于常规三轴试验转化。主动区土体的峰值强度要大于被动区土体，也即较不易发生强度破坏。另外，结构性土的峰值强度均大于重塑土。



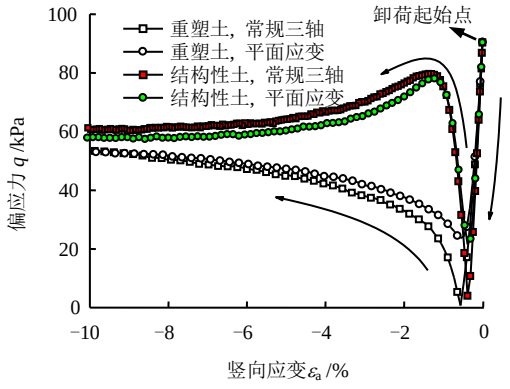
(a) UU = 0



(b) UU = 2



(c) UU = 4



(d) UU = ∞

图 7 卸荷过程应力−应变关系曲线

Fig.7 Stress-strain curves for unloading tests

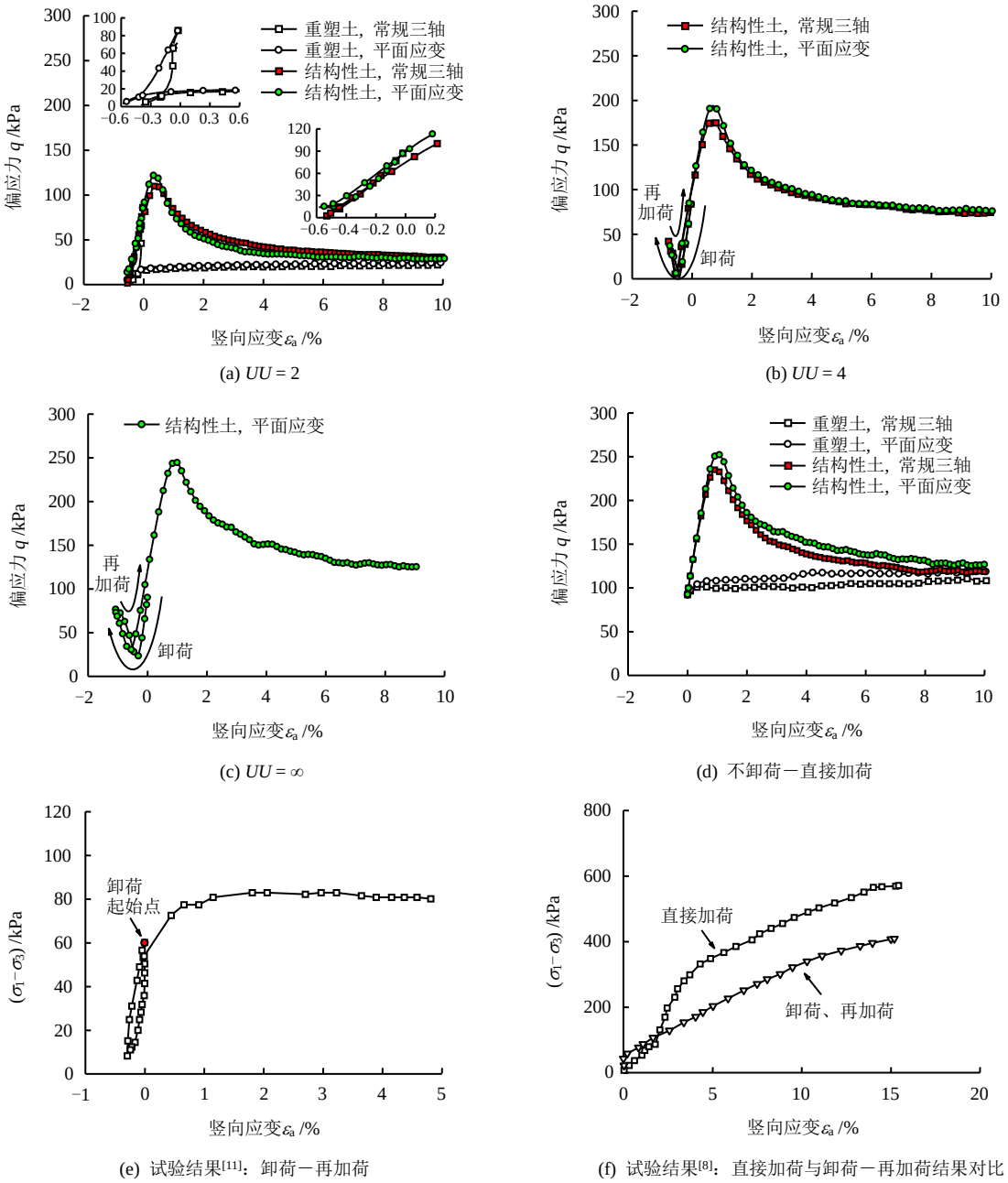
图 8 给出了被动区土体卸荷－再加荷以及不卸荷而直接加载条件下 q-ε_a 的关系曲线。由于再加荷模拟的是上层建筑施工工况，因此，主动区土体不存在此再加荷模拟工况。由图 8(a)可以看出，卸荷－再加荷曲线会形成一个滞回圈，在再加荷过程中，试样在竖直方向表现为压缩，这与陈林靖等[11]的试验结果相同（见图 8(e)）。由于结构性的影响，土体试样由重塑状态的应变硬化向应变软化转变，且随加荷的进行，结构性土的偏应力逐渐趋近于重塑土。另外，平面应变试验所得试样峰值强度大于常规三轴试验结果。由图 8(b)可知，在再加荷初始阶段，偏应力首先减小，而后逐渐增大至峰值强度，随后出现应变软化直至残余强度。同样地，结构性土平面应变试验所得峰值强度大于常规三轴试验结果。由于重塑土在卸荷还未达到目标值就已经发生破坏，因此图 8(b)中无法给出相应的模拟结果。同理，在 UU = ∞时卸荷－再加荷过程中（图 8(c)），只能给出结构性土在平面应变试验的模拟结果。图 8(d)给出了土体试样在不卸荷而直接加荷条件下的模拟结果，结果显示土体在平面应变试验中所得峰值强度要大于三轴试验结果。

对比图 8 不同卸荷－再加荷条件下的应力−应变关系可知，随卸荷比增大，结构性土在平面应变试验或三轴试验中所得峰值强度逐渐增大。卸荷－再加荷条件下所得峰值强度均小于不卸荷而直接加荷条件下的峰值强度，这与刘熙媛等[8]试验结果相同（见图 8(f)）。

4.2 体变响应

图 9 给出了 UU= 2 时卸荷过程以及卸荷－再加荷过程中的体变曲线。由图 9(a)可知，重塑土在卸荷初始阶段呈剪胀现象，随后开始剪缩。由于结构性的影响，结构性土则始终表现为剪胀特性。与平面应变试验结果相比，三轴试验中试样剪胀较为显著。由图 9(b)可知，重塑土的体变曲线形成滞回圈，在再加荷过程中呈体积剪缩响应，且平面应变和三轴试验结果基本相同。与重塑土的体变响应不同，结构性土的体变曲线未形成滞回圈，在再加荷过程中呈现体积剪胀现象，且三轴试验条件下剪胀较平面应变条件更为显著。

图 10 给出平面应变条件下卸荷过程以及卸荷－再加荷过程中结构性土的体变曲线。由图 10(a)可知，随着卸荷应力比的增加，被动区土体破坏时的体积应变逐渐减小。主动区土体破坏时的体积应变与 UU = ∞模拟结果相当。由图 10(b)可知，随卸荷比减小，体积剪胀特性逐渐减弱，不卸荷而直接加荷的体积剪胀略大于 UU = ∞卸荷－再加荷模拟结果。



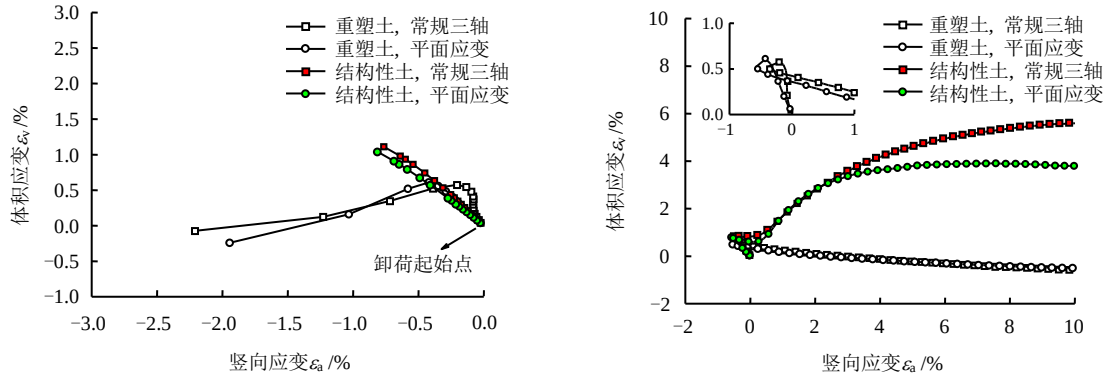
(a) UU = 2　　(b) UU = 4

(c) UU = ∞　　(d) 不卸荷－直接加荷

(e) 试验结果[11]：卸荷－再加荷　　(f) 试验结果[8]：直接加荷与卸荷－再加荷结果对比

图 8　卸荷－再加荷过程应力-应变关系曲线

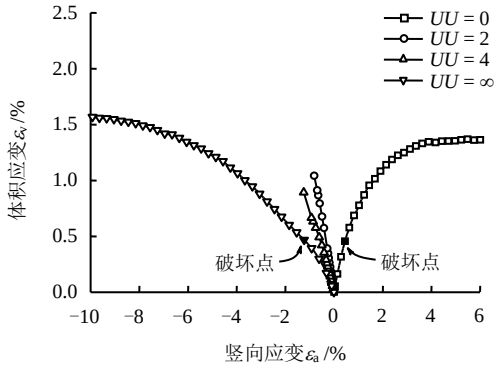
Fig.8　Stress-strain curves for unloading-reloading tests



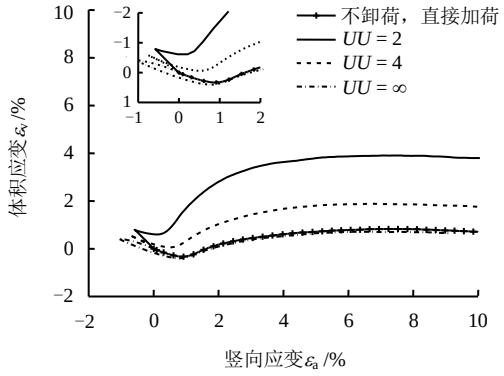
(a) 卸荷过程　　(b) 卸荷－再加荷过程

图 9　UU = 2 条件下卸荷和卸荷－再加载体变曲线

Fig.9　Volumetric curves for unloading and unloading-reloading tests (UU = 2)



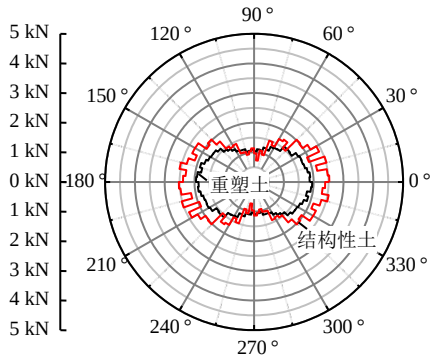
(a) 卸荷过程



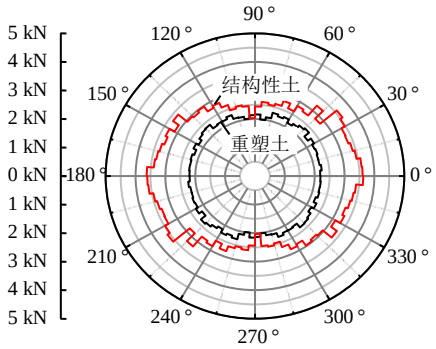
(b) 卸荷－再加荷过程

图 10 结构性土在平面应变条件下的体变曲线

Fig.10 Volumetric curves of structured soil for plane strain unloading-reloading tests



(a) 常规三轴试验



(b) 平面应变试验

图 11 *UU* = 2 卸荷条件下试样破坏时颗粒间法向接触力大小和方向的分布玫瑰图

Fig.11 Roes diagram of magnitude and orientation of normal inter-particle contact forces for *UU* = 2

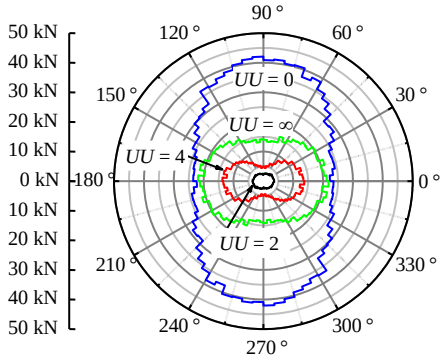


图 12 结构性土破坏时颗粒间法向接触力大小和方向分布玫瑰图

Fig.12 Rose diagram of magnitude and orientation of normal inter-particle contact forces for structured soil

4.3 微观力学响应

O'Sullivan 等[19]通过研究指出，在三维应力状态（$\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$）下，$\sigma_1$ 方向将形成一系列强力链承担大部分荷载，而 σ_2 和 σ_3 方向的较弱力链将为 σ_1 方向强力链提供侧向支撑作用。

图 11 给出 *UU* = 2 卸荷条件下试样破坏时在垂直 σ_1 方向上颗粒间法向接触力大小和方向的分布玫瑰图，按每隔 5°内法向接触力的总和进行统计分析。由图可以看出，结构性土的法向接触力要大于重塑土，且平面应变试验强于三轴试验。这使得结构性土破坏时的大主应力 σ_{1f} 大于重塑土 σ_{1f}，平面应变条件下 σ_{1f} 大于三轴试验条件下 σ_{1f}。

图 12 给出了在不同卸荷条件下结构性土试样破坏时在垂直 σ_1 方向上颗粒间法向接触力大小和方向的分布玫瑰图。由图可以看出，随卸荷比的增加，被动区土体法向接触力逐渐增加，而主动区土体法向接触力比被动区土体法向接触力更大，这使得试样强度逐渐增加。

5 结 论

（1）在卸荷过程中，随卸荷应力比减小，被动区土体峰值强度以及破坏时的竖向应变逐渐减小，即经历 *UU*= 2 卸荷路径土体最易发生破坏；平面应变试验峰值强度由大于常规三轴试验向小于常规三轴试验转化。主动区土体的峰值强度要大于被动区

土体，且结构性土的峰值强度均大于重塑土。

（2）在卸荷后再加荷过程中，随卸荷比增大，结构性土在平面应变试验或三轴试验中所得峰值强度逐渐增大。卸荷后再加荷条件下所得峰值强大均小于不卸荷而直接加荷条件下的峰值强度。

（3）结构性土平面应变条件下卸荷的体变响应：在卸荷过程中，随卸荷比增加，被动区土体破坏时体积应变逐渐减小，主动区土体破坏时的体积应变与 $UU=\infty$ 的模拟结果相当；在再加荷过程中，随卸荷比减小，体积剪胀性逐渐减弱，不卸荷而直接加荷的体积剪胀略大于 $UU=\infty$ 卸荷后再加荷。

（4）增大卸荷比或结构性程度，均会提高垂直 σ_1 方向的平面上的法向接触力。另外，平面应变试验条件下的法向接触力要大于常规三轴试验条件，这都使试样强度得以增强。

（5）Leroueil 等指出[20]，虽然软（硬）黏土、残积土、结构性砂土和软岩等天然岩土材料内部结构性产生的来源不同，但是结构性对其力学特性的影响是相同的。因此，本文引入描述结构性砂土粒间胶结效应的三维胶结接触模型的离散元计算分析也能为其他结构性土的力学响应提供参考。

参 考 文 献

[1] CHARLES W W Ng. Stress path in relation to deep excavations[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1999, 125(5): 357－363.

[2] 李广信. 基坑中土的应力路径与强度指标以及关于水的一些问题[J]. 岩石力学与工程学报，2012, 31(11): 2269－2275.
LI Guang-xin. Stress path and strength parameters of soil in foundation pits and some problems about water[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2012, 31(11): 2269－2275.

[3] JIANG M J, SHEN Z F, ZHU F Y. Numerical analyses of braced excavation in granular grounds: continuum and discrete element approaches[J]. **Granular Matter**, 2013, 15(2): 195－208.

[4] 曾国熙, 潘秋元, 胡一峰. 软黏土地基基坑开挖性状的研究[J]. 岩土工程学报, 1988, 10(3): 13－22.
ZENG Guo-xi, PAN Qiu-yuan, HU Yi-feng. The behavior of excavation in soft clay ground[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1988, 10(3): 13－22.

[5] 何世秀, 韩高升, 庄心善, 等. 基坑开挖卸荷土体变形的试验研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(1): 17－20.
HE Shi-xiu, HAN Gao-sheng, ZHUANG Xin-shan, et al. Experimental researches on unloading deformation of clay in excavation of foundation pit[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(1): 17－20.

[6] 郑刚, 颜志雄, 雷华阳, 等. 天津市区第一海相层粉质黏土卸荷变形特性的试验研究[J]. 岩土力学，2008, 29(5): 1237－1242.
ZHENG Gang, YAN Zhi-xiong, LEI Hua-yang, et al. Experimental studies on unloading deformation properties of silty clay of first marine layer in Tianjin urban area[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(5): 1237－1242.

[7] 梅国雄, 陈浩, 卢廷浩, 等. 坑侧土体卸荷的侧向应力-应变关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊1): 3108－3112.
MEI Guo-xiong, CHEN Hao, LU Ting-hao, et al. Research of lateral stress-strain relations on side of foundation pit with lateral unloading[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2010, 29(Supp.1): 3108－3112.

[8] 刘熙媛, 闫澍旺, 窦远明, 等. 模拟基坑开挖过程的试验研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(1): 97－104.
LIU Xi-yuan, YAN Shu-wang, DOU Yuan-ming, et al. Experimental studies of simulated excavation process[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(1): 97－104.

[9] 杨雪强, 朱志政, 韩高升. 不同应力路径下土体的变形特性与破坏特性[J]. 岩土力学，2006, 27(12): 2181－2185.
YANG Xue-qiang, ZHU Zhi-zheng, HAN Gao-sheng. Deformation and failure characteristics of soil mass under different stress paths[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(12): 2181－2185.

[10] 庄心善, 赵鑫, 何世秀, 等. 排水条件下卸荷土体变形特性的真三轴试验研究[J]. 岩土力学，2007, 28(7): 1387－1390.
ZHUANG Xin-shan, ZHAO Xin, HE Shi-xiu, et al. An experimental study of soilmass deformability subject to true triaxial loads during unloading under drainage[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(7): 1387－1390.

[11] 陈林靖, 戴自航, 刘志伟. 应力路径对软土应力-应变特性影响试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3249－3257.
CHEN Lin-jing, DAI Zi-hang, LIU Zhi-wei. Experimental study of stress path of soft soils in influence range of foundation pit[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(11): 3249－3257.

[12] 庄丽, 宫全美. 减围压平面应变压缩试验条件下丰浦砂中剪切带特性研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊 1): 201－208.
ZHUANG Li, GONG Quan-mei. Shear band characteristics of Toyoura sand in plane strain compression with decreasing confining pressure[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(S1): 201－208.

[13] 张玉, 何晖, 赵敏, 等. 平面应变条件下原状黄土侧向卸载变形与强度特性分析[J]. 岩土力学, 2017, 38(5): 1233－1242.
ZHANG Yu, HE Hui, ZHAO Min, et al. Analysis of lateral unloading deformation and strength characteristics of intact loess under plain strain condition[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 38(5): 1233–1242.

[14] 郑刚, 颜志雄, 雷华阳, 等. 天津市区第一海相层粉质黏土卸荷路径下强度特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(5): 1201－1208.
ZHENG Gang, YAN Zhi-xiong, LEI Hua-yang. et al. Experimental studies of unloading mechanical properties of silty clay of first marine layer in Tianjin city[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(5): 1201－1208.

[15] O'SULLIVAN C. Particulate discrete element modelling: a geomechanics perspective[M]. New York: Taylor & Francis, 2011.

[16] JIANG M J, ZHANG F G, THORNTON C. A simple three-dimensional distinct element modeling of the mechanical behavior of bonded sands[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2015, 39(16): 1791－1820.

[17] ZHANG F G, JIANG M J. Three-dimensional DEM modelling of isotropic compression of cemented sand[C]// 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015, Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Fukuoka: [s. n.], 2016: 643－648.

[18] 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.

[19] O'SULLIVAN C, WADDE M A, HANLEY K J, et al. Use of DEM and elastic stability analysis to explain the influence of the intermediate principal stress on shear strength[J]. **Geotechnique**, 2013, 63(15): 1298－1309.

[20] LEROUEIL S, VAUGHAN P R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks[J]. **Geotechnique**, 1990, 40(3): 467－488.

上接第 338 页

[16] 袁维, 郝笑甜, 李小春, 等. 一种考虑变形参数和强度参数协调折减的强度折减法研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(7): 2096－2100.
YUAN Wei, HAO Xiao-tian, LI Xiao-chun, et al. A strength reduction method considering reduction of strength parameters coordinating with deformation parameters[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(7): 2096－2100.

[17] 郑颖人, 赵尚毅. 边（滑）坡工程设计中安全系数的讨论[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1937－1940.
ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Discussion on safety factors of slope and landslide engineering design[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(9): 1937－1940.

[18] 郑宏, 田斌, 刘德富, 等. 关于有限元边坡稳定性分析中安全系数的定义问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(13): 2225－2230.
ZHENG Hong, TIAN Bing, LIU De-fu, et al. On definitions of safety factor of slope stability analysis with finite element method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(13): 2225－2230.

[19] 王栋, 年廷凯, 陈煜淼. 边坡稳定有限元分析中的三个问题[J]. 岩土力学, 2007, 28(11): 2310－2313, 2318.
WANG Dong, NIAN Ting-kai, CHEN Yu-miao. Three problems in slope stability analyses with finite element method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(11): 2310－2313, 2318.