

人造基床单桩稳定性的二维离散元模拟

赵 晖¹, 刘 军²

(1. 河海大学 海洋学院, 南京 210098; 2. 河海大学 岩土工程研究所, 南京 210098)

摘 要: 人造基床是海洋码头与平台建设中的一项新技术。应用自行开发的离散元程序, 模拟了人造基床中的单桩稳定性, 所模拟的人造基床由袋装碎石与袋装砂两层组成。在保持袋装砂层高度不变的前提下, 分别模拟了不同袋装碎石高度下桩在潮汐作用下的稳定性、罕见潮汐作用下桩的失稳过程。程序中用整体阻尼代表海水的阻尼作用。模拟结果表明, 离散元法可以很好地体现人造基床与桩接触处的局部大变形特征, 同时可通过模拟结果确定最佳人造基床高度。

关 键 词: 人造基床; 离散元; 单桩稳定性; 数值模拟

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

Two-dimensional simulation with DEM of stability of single pile in man-made bedding

ZHAO Hui¹, LIU Jun²

(1. College of Ocean, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The man-made bedding is a new technique for building ocean dock and platform. By using self-developed discrete element method (DEM), the stability of single pile with embedded man-made bedding is simulated. The man-made bedding is composed of packed detritus and sand. The stability of pile is simulated for different heights of packed detritus under tide in the case of fixed height of packed sand respectively. The instability process of pile under infrequent tide is also simulated. The damping effects of seawater on pile and man-made bedding can be described by global damping. The results show that DEM can reflect the large deformation at the location of contact between pile and man-made bedding very well. The optimum height of whole man-made bedding can be determined from the results.

Key words: man-made bedding; discrete element method; stability of single pile; numerical simulation

1 引 言

在码头或其他海洋平台建设中, 海洋桩基是最重要的环节之一。桩基的稳定性直接决定着其所支撑结构的安全。目前普遍采用嵌岩桩技术, 该技术存在岩桩外套筒支撑稳定问题, 当前解决该问题有两种方法: 一是采用套箱技术作为稳桩措施; 二是通过小支撑桩连接钢套管支架来提高桩及平台稳定性。这两种方法的缺点是: 结构复杂、工序繁多、工艺控制难、潜水作业量大、成本高昂等。人造基床技术是指在原设计安装混凝土套箱位置直接抛投袋装砂与袋装碎石, 以达到稳固钢套筒的作用。该技术为外海浅覆盖层基础施工开辟了新途径。

关于桩与周围介质间的相互作用问题, 已进行了大量研究^[1-8]。在这些研究中, 采用有限元或把实际问题进行高度简化的解析法, 这两种方法在实际应用中都存在着一些不足, 经过高度简化的解析法应用简便, 但由于对问题本身进行了高度简化, 与实际结果有较大出入。虽然有限元法可以很好地模拟岩土介质在桩作用下的变形特征, 但对于桩周围岩土介质的的大变形特征以及桩与岩土介质间的力学描述则存在相当困难。人造基床与天然介质有着本质区别, 是由袋装碎石与袋装砂等散体材料人为堆积而成。目前, 有关人造基床与桩相互作用的力学分析方法还不多见, 针对该技术的理论研究还处于探索阶段。

鉴于此,在本文的研究中,针对人造基床为散体材料的特点(袋装砂与袋装碎石),采用离散元法来模拟桩-人造基床间的相互作用,该方法可以很好地模拟岩土介质在桩作用下的大变形特征及桩与散粒岩土介质间的复杂接触问题。

2 Cundall 二维圆盘离散元模型

Cundall 提出的离散元法^[4]以显式的数值计算策略为基础,逐个检测接触粒子间的相互作用及模拟每个粒子的运动。假定速度和加速度在每个时间步长内为常量。假设选取的时间步长应该足够小以至于在单个时间步长内扰动的传播不会超过当前与之相邻的粒子。这样,就可以确定任何一个粒子和与之接触的所有粒子相互作用产生的合力,因而使得大量圆盘粒子的非线性相互作用的模拟成为可能。离散元法的主要优点在于模拟材料整体或局部的大变形、大运动特征,对于散体材料的流动模拟具有无可比拟的优越性。

2.1 颗粒接触时的力-位移关系

力-位移关系可表示为

$$\Delta F_n = k_n \Delta n, \quad \Delta F_s = k_s \Delta s \quad (1)$$

式中: ΔF_n 与 ΔF_s 分别为法向和切向力增量; k_n 与 k_s 分别为法向和切向刚度; Δn 与 Δs 分别为接触中两个圆盘粒子的法向和切向相对位移增量。把前一时间步长终了时刻的 F_n 与 F_s 加上当前时间步长上力的增量 ΔF_n 与 ΔF_s , 从而得到当前时间步长终了时刻的接触力为

$$(F_n)_N = (F_n)_{N-1} + \Delta F_n; \quad (F_s)_N = (F_s)_{N-1} + \Delta F_s \quad (2)$$

式中: 下标 N 为时间步长。

将库仑摩擦法引入到本模型中,用来判别 2 个接触粒子的接触状态是依附还是滑动。

$$(F_s)_N = \begin{cases} (F_s)_N, & |(F_s)_N| < |(F_n)_N| \tan \varphi + c \\ (F_n)_N \tan \varphi + c, & |(F_s)_N| \geq |(F_n)_N| \tan \varphi + c \end{cases} \quad (3)$$

式中: φ 为接触的两个圆盘粒子的内摩擦角中较小的一个; c 为黏结力。

2.2 颗粒的运动描述

用牛顿第二定律描述圆盘 x 的运动, 即

$$m_{(x)} \ddot{x}_i = \sum F_{(x)i} \quad (4)$$

$$I_{(x)} \ddot{\theta}_{(x)} = \sum M_{(x)} \quad (5)$$

式中: $m_{(x)}$ 与 $I_{(x)}$ 分别为圆盘 x 的质量和惯性矩;

$\sum F_{(x)i}$ 与 $\sum M_{(x)}$ 表示圆盘 x 所受合力与合力矩, $\ddot{x}_i$ 与 $\ddot{\theta}_{(x)}$ 分别为圆盘 x 的加速度与角加速度, 由于是二维问题, $i=1, 2$ 。

2.3 接触阻尼与整体阻尼

模型中考虑了两种形式的黏性阻尼: 接触阻尼和整体阻尼。接触阻尼用来控制接触粒子的相对速度, 可以假想为在接触点处的法向与切向上存在阻尼器作用的结果。在滑动时, 不考虑切向的黏性阻尼, 这时只考虑摩擦阻尼的作用。

如果考虑了接触时的阻尼, 那么式(4)和式(5)中的合力中必须包含阻尼力, 即

$$\ddot{x}_i = \sum [F_{(x)i} + D_{(x)i}] / m_{(x)} \quad (6)$$

$$\ddot{\theta}_{(x)} = \sum M_{(x)} / I_{(x)} \quad (7)$$

式中: $\sum D_{(x)i}$ 为接触阻尼力分量在 i 方向之和; $\sum M_{(x)}$ 为包含了接触阻尼力矩的总力矩。

因为人造基床处于海水中, 为了体现海水对人造基床颗粒的阻尼作用, 引入整体阻尼。整体阻尼可以假想为每个粒子与地面间存在一个阻尼器, 它将直接影响颗粒的速度与角速度。如果除接触阻尼外也考虑整体阻尼的作用, 那么运动式(6)和式(7)成为

$$m_{(x)} \ddot{x}_i = \sum [F_{(x)i} + D_{(x)i}] - C \dot{x}_i \quad (8)$$

$$I_{(x)} \ddot{\theta}_{(x)} = \sum M_{(x)} - C^* \dot{\theta}_{(x)} \quad (9)$$

式中: C 与 C^* 分别为针对于 $\dot{x}_i$ 与 $\dot{\theta}_{(x)}$ 的整体阻尼系数。

3 模拟结果及讨论

3.1 载荷计算

潮流对桩的水流力由下式计算, 即

$$F = \frac{Kn_2 \gamma_w V^2 A}{2g} \quad (10)$$

式中: K 为水流阻力系数, 按圆形取 0.73; n_2 为水深影响系数, 因考虑单桩稳定, 取 $n_2 = 1$; γ_w 为海水重度, 取 $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$; V 为流速, 取 $V = 2 \text{ m/s}$; A 为阻水面积, 即钢套筒在水中迎水面的垂直投影面积; 桩直径为 2.8 m, 则 $A = 2.8H$; H 为水深; g 为重力加速度, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ 。

3.2 人造基床

人造基床如图 1 所示, 模拟中采用的计算构形见图 2。

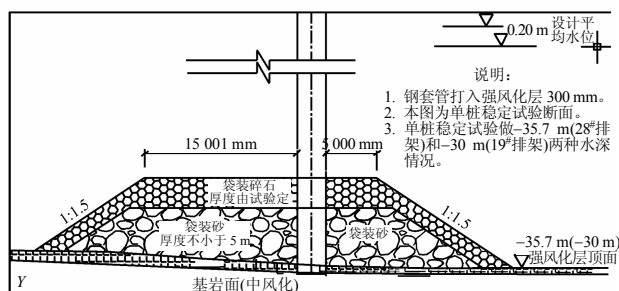


图 1 人造基床几何参数

Fig.1 The geometrical parameters of man-made bedding

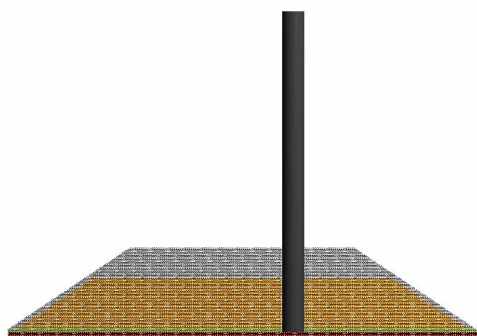


图 2 模拟中采用的构形

Fig.2 The configuration used in simulation

3.3 模拟结果

采用的模拟参数见表 1。

人造基床由两层组成(强风化层与基岩为海底天然材料):袋装碎石与袋装砂(见图 1 与表 1),其中袋装砂可从海岸就地取材,成本较低,因而在人造基床的构造中尽可能增加该层厚度,但袋装砂易被海水冲蚀,所以在袋装砂层的外面需要包裹一层不易被海水冲蚀的袋装碎石,这就涉及到一个问题:袋装碎石的厚度取多少,才能保证袋装砂不被冲蚀并使桩保持稳定。对于保证袋装砂不被冲蚀的问题,可由试验或经验确定。数值模拟所要解决的

问题是:在袋装碎石的厚度足以保证袋装砂被不冲蚀的前提下,桩是否稳定。为此,在袋装砂厚度 5 m 不变的情况下,分别针对袋装碎石厚度为 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 m 共 6 种情况,模拟了单桩在潮流作用下的稳定性。考虑到图 1 中桩左右两侧的人造基床延伸尺度不同,因而又增加了潮流对桩的正反两个方向荷载下桩的稳定性模拟,同时也考虑了桩在极端荷载下失稳过程模拟(把正常潮流作用放大 100 倍,并考虑正反 2 个方向)。这样,针对上述各种变化因素,共设计了 24 个模拟算例。由于在正常荷载下桩位移很小,所以只列出放大 100 倍后的极端荷载在正反两种方向时的桩的位移与人造基床的变形模拟结果,见图 3 和图 4。图 5~8 为袋装碎石厚度分别为 0.5, 2.0, 3.0 m 时正常荷载、极端荷载以及正反两种方向时人造基床中的应力分布。

表 1 采用的材料模拟参数

Table 1 The parameters of materials used in simulation

材料名称	密度 $\rho/\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$	接触 阻尼	整体 阻尼	法向接触刚度 $K_n/10^6\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$	切向接触刚度 $K_s/10^6\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$
袋装碎石	2.70	0.4	0.2	20.0	4.0
袋装砂	2.50	0.4	0.2	5.0	2.0
强风化层	2.20	0.4	0.2	2.2	1.0
基岩	2.80	0.4	0.2	15.0	3.5

3.4 结果分析

从模拟结果可以发现,在正常荷载下,桩位移很小,只有几百个毫米到几个毫米,但当把正常荷载放大 100 倍后,桩位移急剧增加,达到几米量级,见图 3 和图 4;从正反荷载的模拟结果中可以发现,反方向荷载时桩的位移略大于正方向荷载下的相应位移,见图 9;人造基床的应力分布表明,在桩底部发生不同程度的应力集中现象,随着上部碎石层厚度的增加,应力集中加剧,见图 7、图 8。

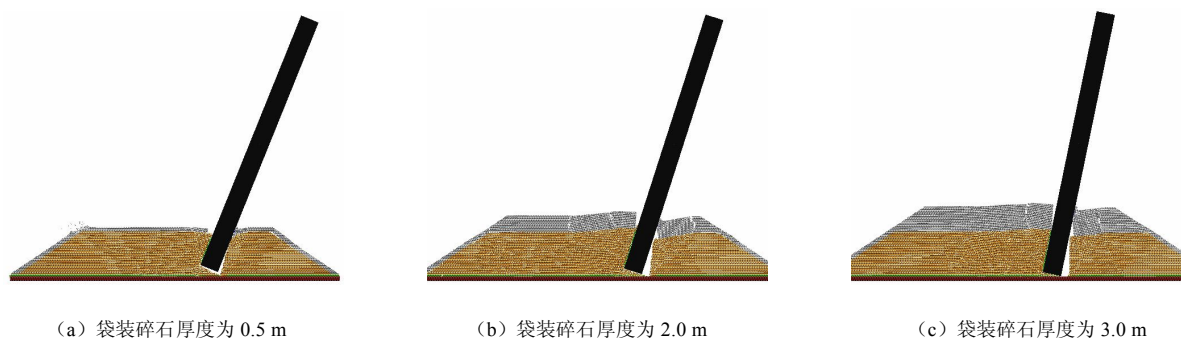


图 3 把正常潮流作用放大 100 后的极端情况,正方向

Fig.3 The extreme case which the effects of normal tide has been amplified 100 times, in positive direction

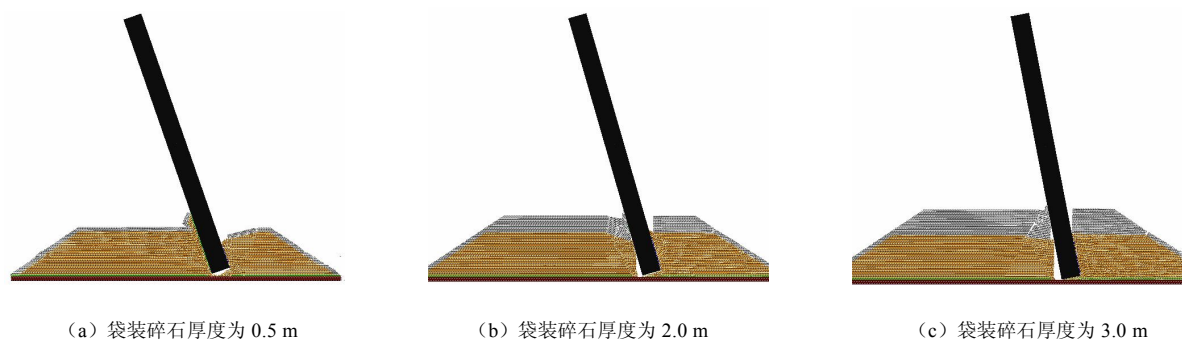


图 4 把正常潮流作用放大 100 后的极端情况，反方向

Fig.4 The extreme case which the effects of normal tide has been amplified 100 times, in negative direction

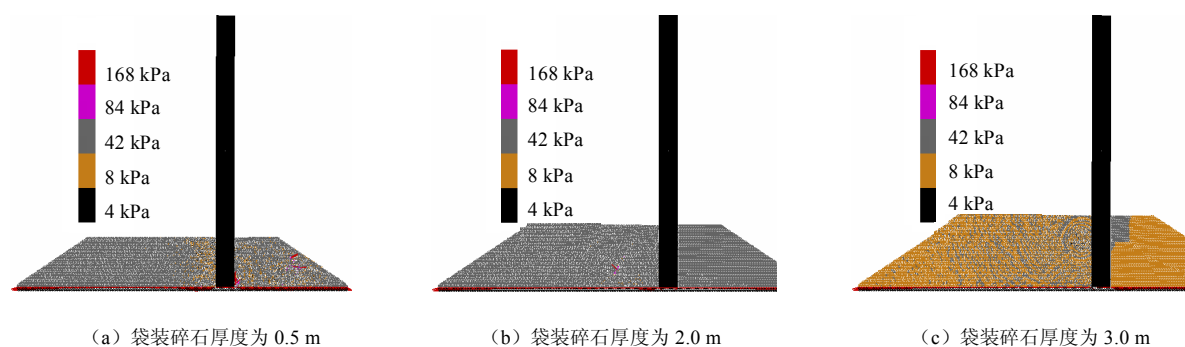


图 5 正常潮流作用，正方向，人造基床中的应力分布

Fig.5 The stress distribution of man-made bedding under effect of normal tide in positive direction

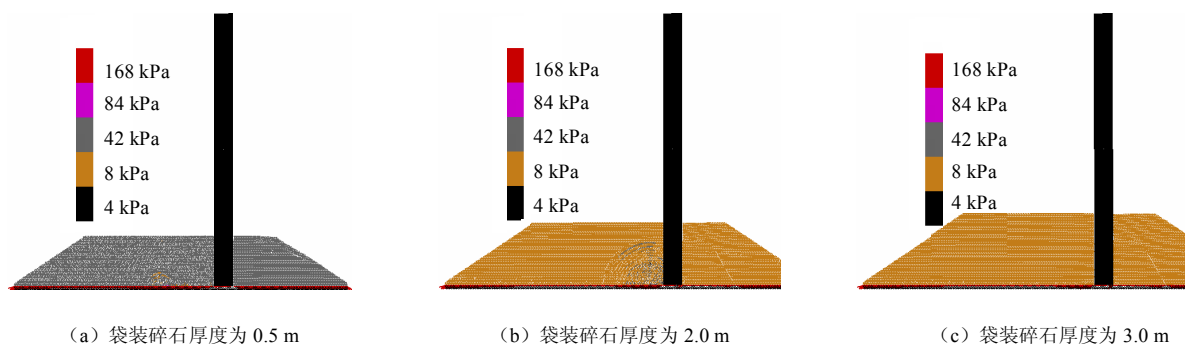


图 6 正常潮流作用，反方向，人造基床中的应力分布

Fig.6 The stress distribution of man-made bedding under effect of normal tide in negative direction

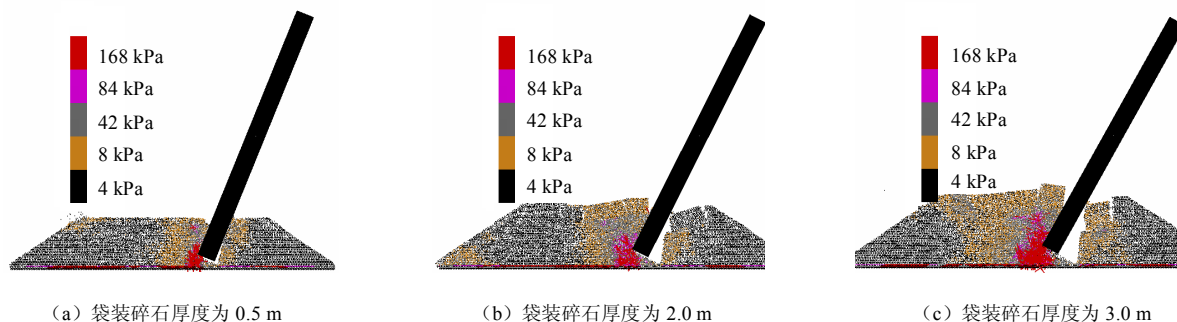


图 7 把正常潮流作用放大 100 后的极端情况，正方向，人造基床中的应力分布

Fig.7 The stress distribution of man-made bedding which the effects of normal tide has been amplified 100 times, in positive direction

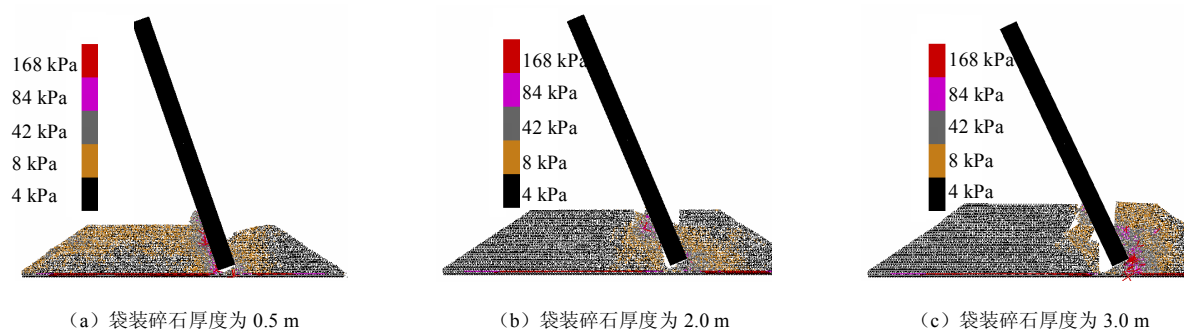


图 8 把正常潮流作用放大 100 后的极端情况, 反方向, 人造基床中的应力分布

Fig.8 The stress distribution of man-made bedding which the effects of normal thde has been amplified 100 times, in negative direction

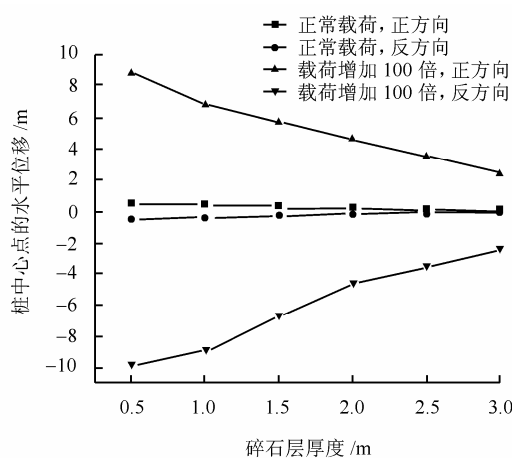


图 9 正常载荷、100 倍正常载荷以及正反两种方向时的桩中心位移与碎石层厚度的关系

Fig.9 The relation between displacement of pile center and thickness of detritus layer under normal loading and 100 times normal loading in positive and negative directions

从图 9 中可以发现, 随着碎石层厚度的增加, 无论何种载荷方向, 桩中心位移均逐步减小, 当碎石层厚度为 2.5 m 左右时, 正常载荷下桩中心位移接近于 0, 因而碎石层厚度可取为 2.5 m 左右。因为袋装砂层厚度取为 5 m, 所以整个人造基床的厚度可取为 7.5 m 左右。

4 结 语

人造基床是由袋装碎石与袋装砂堆积而成, 是一种典型的散体材料, 本文用离散单元法模拟了桩与人造基床的相互作用。模拟结果表明, 离散元法可以很好地体现散体材料的大运动、大变形特征。根据不同袋装碎石层厚度的模拟结果, 确定了最佳碎石层厚度, 同时也确定了整个人造基床厚度。

参 考 文 献

- [1] SHAHU J T, MADHAV M R, HAYASHI S. Analysis of soft ground-granular pile-granular mat system[J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, 27: 45—62.
- [2] TOKIMATSU K, SUZUKI H, SATO M. Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundation[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2005, 25: 753—762.
- [3] CHAUDHARY M T A, FUJINO M A Y. Identification of soil-structure interaction effect in based isolated bridges from earthquake records[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2001, 21: 713—725.
- [4] NAGGAR M H E, NOVAK M. Nonlinear lateral interaction in pile dynamics[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1995, 14: 141—157.
- [5] COMODROMOS E M, ANAGNOSTOPOULOS C T, GEORGIADIS M K. Numerical assessment of axial pile group response based on load test[J]. *Computers and Geotechnics*, 2003, 30: 505—515.
- [6] KONAGAI K, YIN Y, MURONO Y. Single beam analogy for describing soil-pile group interaction[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, 23: 213—221.
- [7] KLAR A, BAKER R, FRYDMAN S. Seismic soil-pile interaction in liquefiable soil[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004, 24: 551—564.
- [8] 汪明武, TETSUO T, SUSUMU I. 强震动条件下的桩土相互作用动态土工离心试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24: 5 555—5 560.
- [9] WANG Ming-wu, TETSUO T, SUSUMU I. Centrifuge modeling of soil-pile interaction in liquefiable soils subjected to strong motion[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24: 5 555—5 560.
- [9] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. *Geotechnique*, 1979 (29): 47—65.