

DOI: 10.11779/CJGE201410011

# 砂土液化后再固结体变规律表征与离心模型试验验证

周燕国<sup>1, 2</sup>, 李永刚<sup>1, 2</sup>, 丁海军<sup>1, 2</sup>, 陈云敏<sup>1, 2</sup>, 凌道盛<sup>1, 2</sup>, 石川明<sup>3</sup>, 社本康広<sup>1, 2, 3</sup>

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;  
3. 清水建设技术研究所, 东京 日本)

**摘要:** 针对一定相对密度的饱和砂土, 首先开展单元体  $K_0$  固结试验和振动液化试验研究, 发现饱和砂土液化后体变规律受再沉积和再固结两种机制制约: 其中再沉积部分与所受振动历史密切相关, 尤其是液化触发后的应变历史, 土骨架累积剪应变比越大、再沉积体变越大; 而再固结部分受先期固结历史和循环振动历史影响显著, 再固结曲线会沿原有正常固结曲线趋势发展, 其稳定段再压缩指数比相同条件下的正常固结曲线的压缩指数稍大。据此提出了考虑先期固结和振动历史的砂土液化后体变模型和简化算法, 将再沉积和再固结两者统一表达成再固结体变, 并建议了再固结压缩指数和假设起始应力的确定方法。进一步开展了水平场地地震液化离心机模型试验, 监测模型固结和振动液化过程的沉降, 从模型尺度进一步揭示砂土液化后体变规律, 并初步验证了本文模型与简化算法的有效性。

**关键词:** 地震液化; 再固结体变; 沉降; 压缩指数; 应力历史; 累积剪应变; 离心机模型试验

中图分类号: TU435; TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)10-1838-08

**作者简介:** 周燕国(1978-), 男, 博士, 副教授, 博士生导师, 主要从事土动力学与岩土地震工程、土工离心机物理模拟方面的研究和教学工作。E-mail: qzking@zju.edu.cn。

## Characterization of reconsolidation volumetric strain of liquefied sand and validation by centrifuge model tests

ZHOU Yan-guo<sup>1, 2</sup>, LI Yong-gang<sup>1, 2</sup>, DING Hai-jun<sup>1, 2</sup>, CHEN Yun-min<sup>1, 2</sup>, LING Dao-sheng<sup>2</sup>, ISHIKAWA Akira<sup>3</sup>, SHAMOTO Yasuhiro<sup>1, 2, 3</sup>

(1. Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering of Ministry of Education, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Institute of Technology, Shimizu Corporation, Tokyo Japan)

**Abstract:** The results of consolidation tests under  $K_0$  condition and cyclic triaxial tests on Fujian sand at a given relative density are introduced, and the mechanism of the liquefaction-induced volumetric strain is revealed, which is composed of the re-sedimentation and the re-consolidation processes. The re-sedimentation is closely related to the cyclic shear strain history, especially that after liquefaction, and the more the accumulated shear strain ratio is, the more the re-sedimentation volumetric is. Besides, the re-consolidation behavior is significantly affected by the previous consolidation history and cyclic stress history, and the post-liquefaction reconsolidation will follow the trend of the previous normal consolidation curve, and the compression index is larger than that of the normal consolidation curve under the same conditions. A post-liquefaction volumetric strain model accounting for both the consolidation and cyclic shear strain histories is proposed, which treats the re-sedimentation as part of the re-consolidation by introducing the concept of assumed initial stress, and the estimation methods for re-compression index and the assumed initial stress are recommended accordingly. Then dynamic centrifuge model tests are performed, and the consolidation settlement and liquefaction responses are monitored, whereupon the mechanisms of liquefaction-induced volumetric strain are observed at the model scale, and the proposed model for post-liquefaction settlement estimation is preliminarily validated.

**Key words:** seismic liquefaction; reconsolidation volumetric strain; settlement; compression index; stress history; accumulated shear strain; centrifuge model test

## 0 引言

砂性土场地液化是常见震害现象, 如2008年汶川地震<sup>[1-2]</sup>、2010年、2011年新西兰地震<sup>[3]</sup>和2011年东日

基金项目: 国家自然科学基金项目(51127005, 51178427); 973项目课题(2014CB047005, 2012CB719801); 全国优博论文作者专项(201160); “国家特支计划”青年拔尖人才项目(2012); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2014FZA4016)  
收稿日期: 2014-12-18

本大地震<sup>[4]</sup>等, 都出现了大范围液化现象, 液化后过大沉降和侧移造成了大量房屋、桥梁及地下管线等基础设施破坏, 经济损失严重。以2011年东日本M<sub>w</sub> 9.0大地震为例, 尽管东京湾地区距震中远达370 km, 但峰值为0.15g左右的强地震动持续时间约150 s, 引发东京湾地区的液化沉降普遍在30~50 cm, 某些严重液化场地的沉降高达70~100 cm<sup>[5]</sup>。因此, 场地液化后沉降机理与评价一直是岩土地震工程领域的核心课题之一, 国内外学者对此做了大量工作, 取得较大进展<sup>[6-7]</sup>。早期Ishihara等<sup>[8]</sup>采用单元体试样经历的最大剪应变

( $\gamma_{\max}$ )作为液化后排水体变表征指标, 提出基于液化安全系数的简化评价方法<sup>[9]</sup>。张建民等<sup>[10]</sup>、Shamoto等<sup>[11]</sup>提出了饱和砂土液化后大变形的机理和评价方法。此外, 刘汉龙等<sup>[12]</sup>、庄海洋等<sup>[13]</sup>也从不同方面做出了贡献。

然而, Ishihara等<sup>[14]</sup>利用前述简化方法对2011年东京湾场地分析时发现, 对于发生较大地表沉降(>40 cm)的液化场地, 其方法预测值较实测值显著偏小。同时, 近期的1g振动台试验<sup>[15]</sup>和离心机振动台试验<sup>[16]</sup>都表明, 随着地震动持时(或液化持时)的增加, 饱和砂土模型地基液化沉降持续增长, 并不受最大剪应变的明显限制。可见, 对于长持时强震下过大的场地液化沉降问题, 采用最大剪应变作为指标可能显著低估了土体液化后的排水体变。从液化变形物理机制出发探索更为合理的表征指标, 建立适用于长持时强震条件下的液化沉降简化评价方法, 是岩土震陷研究亟待解决的问题之一。

在沉降机制方面, 尽管砂土液化后体变整体上呈现再固结特征, Adalier等<sup>[17]</sup>研究模型试验后指出, 饱和砂在超静孔压比( $r_u$ )接近1时, 排水体变出现陡增, 源于液化时土体首先会出现再沉积(re-sedimentation)现象, 然后才进入再固结(re-consolidation)过程。近期, Dashti等<sup>[18]</sup>在离心机模型试验中也观测到这一现象, 并认为再沉积量与初始液化发生后砂土骨架损伤程度密切相关。对于这种损伤的量化指标, 除最大剪应变( $\gamma_{\max}$ )外, Sento等<sup>[19]</sup>还建议采用累积剪应变( $\gamma_{\text{acm}}$ , 定义见式(1))作为土骨架损伤的量化指标, 用于评价砂土液化后的体变。尽管其采用的应变控制应力路径与实际地震波水平剪切作用并不完全相同<sup>[20]</sup>, 但累积损伤指标为长持时强震工况下的土骨架损伤评价提供了一种可能更优的选择。

$$\gamma_{\text{acm}} = \int_0^t |\gamma'(t)| dt \quad (1)$$

表1 福建中细砂的物性参数

Table 1 Physical properties of Fujian sand

| 参数 | $G_s$ | $e_{\max}$ | $e_{\min}$ | $D_{50}/\text{mm}$ | $D_{30}/\text{mm}$ | $D_{10}/\text{mm}$ | $C_u$ | $C_{\text{cur.}}$ | $\Phi'/(^\circ)$ |
|----|-------|------------|------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|-------------------|------------------|
| 值  | 2.645 | 0.961      | 0.615      | 0.16               | 0.14               | 0.1                | 1.6   | 0.96              | 35               |

针对上述问题, 本文以福建细砂为试验材料, 首先通过  $K_0$  固结试验和动三轴液化试验研究砂土液化后再固结体变机制, 提出基于先期固结历史和振动应变历史的砂土液化后再固结体变模型, 并在 ZJU-400 土工离心机振动台上重现长持时强震下的水平场地液化灾变过程, 利用实测数据验证水平场地液化后沉降简化算法的可靠性。

## 1 单元体试验研究

### 1.1 试验材料与试验内容

单元体试验分为两部分: 首先为  $K_0$  固结试验, 获得不同初始相对密度砂土压缩指数随上覆有效应力变化规律; 其次为应力控制式动三轴液化试验, 获得一定相对密度下砂土液化后排水体变规律。两部分试验均利用 GDS 双向动三轴仪<sup>[21]</sup>完成。试验材料为福建石英砂(中细砂), 其颗粒级配曲线见图 1, 基本物理特性见表 1。重塑样直径 70 mm、高度 140 mm, 分 7 层湿捣法制样。试样饱和采用先抽真空、后施加反压的方式,  $B$  值达到 0.98 以上, 然后再进行相关试验。

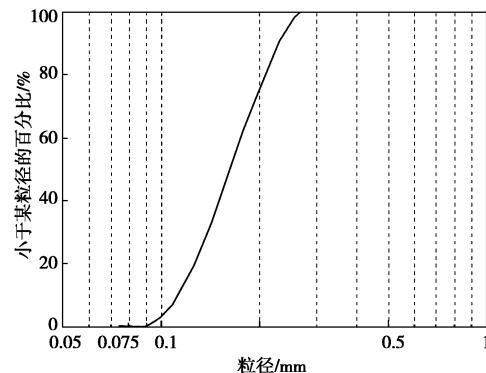


图 1 福建石英砂颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of Fujian sand

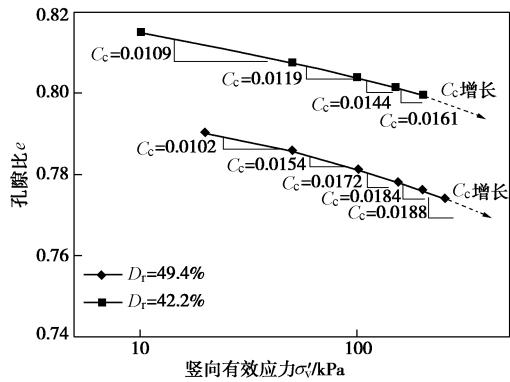
### 1.2 试验结果与分析

$K_0$  固结试验  $e - \lg \sigma'_v$  曲线见图 2。以  $D_{r0}=49.9\%$  的  $K_0$  固结试验为例, 逐级加载的竖向有效应力分别为 25, 50, 100, 150, 200 及 250 kPa。压缩指数  $C_c$  从有效应力 10 kPa 水平下的 0.010 左右发展到 200 kPa 水平下的 0.018 左右。 $C_c$  值总体上呈现出随有效应力增大而增大的趋势。由图 2 可知, 相同应力水平下不同初始相对密度的压缩曲线斜率处于同一量级, 但并不平行。而且,  $C_c$  值有随密度增大而减小的趋势, 此结论与已有研究成果一致<sup>[22-24]</sup>。

表 2 循环三轴试验总结

Table 2 Summary of cyclic triaxial tests

| 试样名称 | 围压 $\sigma'_c$ /kPa | 压缩指数 $C_c$ | 固结密度 $D_r$ /% | 动应比 CSR | 液化振次 $N_l$ | 最大剪应变 $\gamma_{\max}$ /% | 临界累积剪应变 $\gamma_{acm0}$ /% | 累积剪应变 $\gamma_{acm}$ /% | 残余体变 $\varepsilon_{vr}$ /% | 稳定段再压缩指数 $C'_c$ | 假设起始应力 $\sigma'_a$ /kPa |
|------|---------------------|------------|---------------|---------|------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------|-------------------------|
| S1   | 50                  | 0.0076     | 50.8          | 0.24    | 151        | 0.63                     | 72.2                       | 143.1                   | 1.78                       | 0.0109          | 0.60                    |
| S2   | 50                  | 0.0067     | 59.2          | 0.25    | 135        | 0.965                    | 125.6                      | 156.0                   | 0.79                       | 0.0096          | 0.91                    |
| S3   | 100                 | 0.0111     | 57.7          | 0.21    | 298        | 1.55                     | 423.0                      | 1166.0                  | 3.18                       | 0.0155          | 0.80                    |
| S4   | 200                 | 0.0179     | 47.4          | 0.20    | 896        | 1.75                     | 1073.0                     | 1905.0                  | 2.99                       | 0.0248          | 2.20                    |

图 2 不同初始密度洁净砂  $e - \lg \sigma'_v$  曲线Fig. 2  $e - \lg \sigma'_v$  relation during  $k_0$  consolidation tests

振动液化试验的基本情况汇总见表 2。试样首先进行等压固结，固结应力分别为 50, 100 和 200 kPa，以获得与  $K_0$  固结可比的压缩曲线。然后施加频率为 1 Hz 的等应力幅正弦荷载直至液化，并在初始液化（即超静孔压比初次到达  $r_u=1.0$ ）后继续加载一定的循环次数以模拟长持时强震工况，之后进行排水固结（该排水过程始终保持偏应力为零）。典型试样的响应时程如图 3 所示（试样 S1）。由图 3 可见，累积剪应变在初始液化前与超静孔压协同发展；初始液化后累积剪应变继续增长，反映出循环剪切历史对土体的累积损伤作用，而此时超静孔压比稳定在 1.0 左右而失去表征意义。这里将与初始液化时对应的累积剪应变值定义为“临界累积剪应变”（ $\gamma_{acm0}$ ），而振动停止时的累积剪应变值记为累积剪应变（ $\gamma_{acm}$ ），显然两者的比值（ $\gamma_{acm}/\gamma_{acm0}$ ）随振动历史而变化（见图 4）。

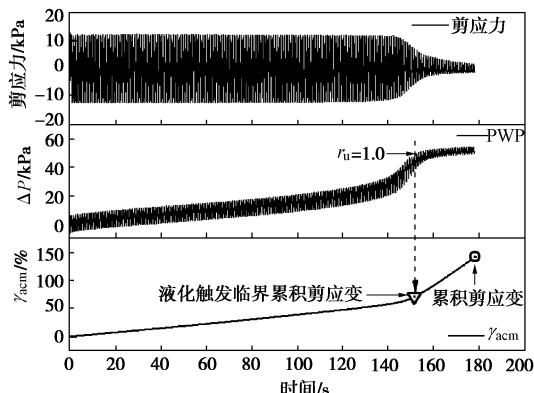


图 3 典型试样动三轴试验时程 (S1)

Fig. 3 Time histories of cyclic triaxial tests (S1)

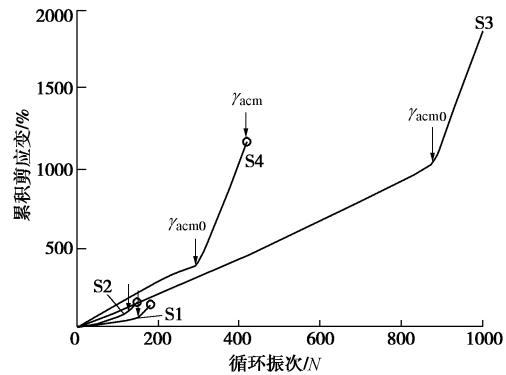


图 4 累积剪应变发展时程

Fig. 4 Time histories of development of accumulated shear strain

图 5 给出了试样液化后排水过程的  $e - \lg \sigma'_m$  数据以及相应的稳定段直线拟合，呈现如下特点：在有效应力很小的阶段（通常小于 1~2 kPa），排水数据出现小幅的剧降现象，之后曲线平缓、其斜率显著小于初始固结曲线的斜率，认为该阶段主要是再沉积作用（兼有部分再固结作用）引发的体变；当有效应力超过一定值后，曲线呈现与图 2 类似的趋势，认为主要是再固结作用。若将稳定段拟合直线的斜率称为液化后“再压缩指数”（ $C'_c$ ），不难发现， $C'_c$  与  $C_c$  一样受到有效应力和密度影响，有效应力越大、密度越小，则再固结稳定段的斜率越大。该稳定段拟合直线与初始孔隙比（ $e_0$ ）水平线交点所对应的有效应力，在此定义为“假设起始应力”（ $\sigma'_a$ ）。由于受再沉积作用影响，假设起始应力要大于开始排水时的有效应力测量值。对比表 2 中的再压缩指数  $C'_c$  和压缩指数  $C_c$  可知，同一个试样的再压缩指数稍大于正常压缩指数，统计表明再压缩指数为相同应力水平下压缩指数的 1.3~1.5 倍。这一现象说明循环振动历史改变了砂土颗粒的排列构架，增加了土骨架的压缩性。

图 6 是表 2 中假设起始应力与初始固结应力的比值（ $\sigma'_a/\sigma'_v0$ ）与累积剪应变比（ $\gamma_{acm}/\gamma_{acm0}$ ）绘于半对数坐标。由图 6 可知，尽管初始密度和固结应力不同，两者呈现较好的线形关系：累积剪应变比越大，则假设起始应力越小，再固结体变也越大。而且，该拟合线的截距约等于 1.8%，与初始液化触发前的有效应力状态基本对应。该规律可用下式表达：

$$\lg\left(\frac{\sigma'_a}{\sigma'_{v0}}\right) = 0.255 - 0.205\left(\frac{\gamma_{acm}}{\gamma_{acm0}}\right) \quad (2)$$

上述现象说明, 砂土液化后排水是一个初期以再沉积、后期以再固结为主的体变过程。其再固结体变规律受到振前固结历史和循环应变历史的共同影响, 再固结曲线会沿着振动前的正常固结趋势发展, 而假设起始应力则与振动应变历史密切相关, 液化后振动历史越剧烈则该应力值越小。

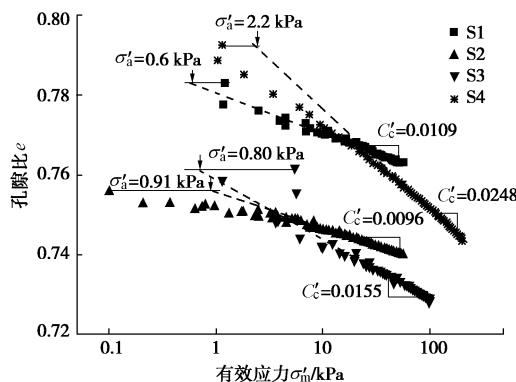


图 5 液化后再排水  $e - \lg\sigma'_m$  曲线

Fig. 5  $e - \lg\sigma'_m$  data of post-liquefaction drainage

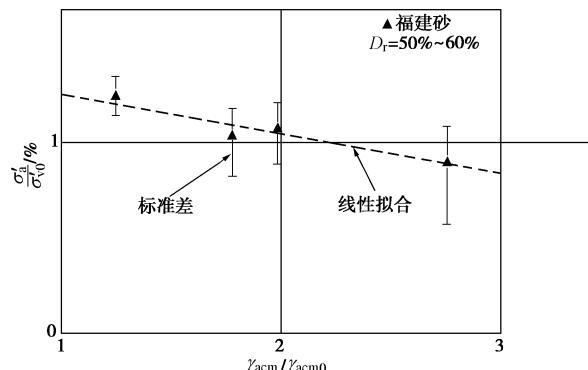


图 6 假设起始应力比与累积剪应变比关系

Fig. 6 Relation between  $\sigma'_a/\sigma'_{v0}$  and  $(\gamma_{acm}/\gamma_{acm0})$

### 1.3 液化后再固结体变规律与简化表征

根据上述单元体试验规律, 本文提出正常固结砂土振动液化后排水体变规律的概念模型, 如图 7 所示。在该模型中,  $A-B$  段为砂土正常固结曲线。若某个试样经过  $A-B$  固结后经受不排水循环剪切, 孔压逐步增长直至液化 ( $C$  点), 然后开始排水, 砂土先后经历再沉积、再固结过程, 有效应力随之恢复至初始有效应力, 达到状态  $D$ , 其中再固结曲线稳定段与正常固结线平行。再固结曲线拟合直线与不排水循环剪切 ( $e$ ,  $p$ ) 应力路径交点为  $E$ , 对应“假设起始应力”。理论上讲, 线段  $ED$  所对应的孔隙比变化量  $e$  等于再沉积过程孔隙比变化量  $\Delta e_1$  与再固结过程的孔隙比变化量  $\Delta e_2$  之和。如此砂土液化后残余体变  $\varepsilon_{vr}$  可根据压缩

体变的算法估算, 如下式:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{C'_c}{1+e_0} \cdot (\lg\sigma'_{v0} - \lg\sigma'_a) \quad (3)$$

其中,  $C'_c$  为液化后再压缩指数, 由振前固结历史决定, 主要受试样密度和固结应力水平影响, 建议取值为相同密度和应力水平下的正常压缩指数的 1.4 倍, 即  $C'_c = 1.4 C_c$ ;  $\sigma'_a$  是假设起始应力, 主要受循环应变历史影响, 对相对密度  $D_r = 50\% \sim 60\%$  的福建中细砂,  $\sigma'_a$  可按本文式 (2) 取值, 而其它情况尚需试验确定;  $e_0$  为振前固结状态下的初始孔隙比。由式 (3) 可知, 当其它条件不变时, 残余体变随着再压缩系数和假设起始应力的对数值呈线性变化, 因此  $\varepsilon_{vr}$  对  $C'_c$  要比对  $\sigma'_a$  更敏感。

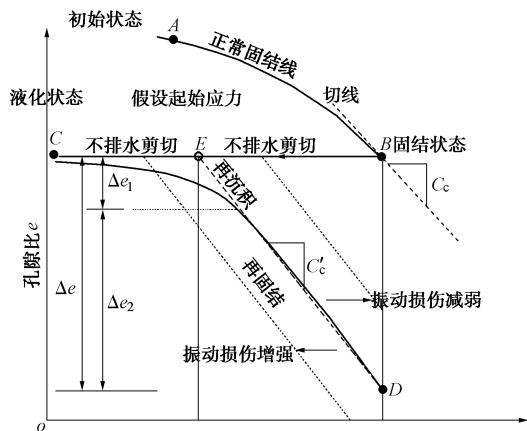


图 7 砂土液化后排水  $e - \lg\sigma'_v$  示意图

Fig. 7 Schematic diagram of  $e - \lg\sigma'_v$  relations

需要指出, 式 (3) 在再固结概念基础上综合考虑液化时的再沉积效应对体变的贡献, 因此对于具有突出剪应变历史的长持时强震情况更有优势。这样, 对于水平场地地震液化问题, 地表沉降可用分层总和法进行计算, 如下式:

$$S = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vr,i} \Delta h_i = \sum_{i=1}^n \frac{C'_{c,i}}{1+e_{0,i}} \cdot (\lg\sigma'_{v0,i} - \lg\sigma'_{a,i}) \Delta h_i \quad (4)$$

式中  $S$  为地表沉降量;  $\varepsilon_{vr,i}$  为第  $i$  层土液化后排水体变;  $\Delta h_i$  为第  $i$  层土的厚度 (m);  $C'_{c,i}$  为第  $i$  层土的再压缩指数;  $\sigma'_{a,i}$  是第  $i$  层土的假设起始应力。

## 2 离心模振动台模型试验

### 2.1 模型制备与传感器布置

为验证上述液化后再固结模型的可靠性, 进一步利用浙江大学 ZJU-400 土工离心机振动台<sup>[25]</sup>开展了水平场地长持时地震动作用下的液化沉降模型试验。试验用层状剪切模型箱的有效尺寸为 730 mm (长)  $\times$  330 mm (宽)  $\times$  425 mm (高)。模型地基的液化层材料为福建砂, 与前述单元体试验材料相同, 采用干砂与

法分5层浇筑,每层厚50 mm;底部铺有50 mm密实粗砂的非液化层。模型内传感器布置方式如图8所示,在台面布置三向加速计1个(A0),在模型土体内不同深度布置单向加速计4个(A1-A4),微型孔压计5个(P0-P4),激光位移计1个(D0)。模型采用真空抽气饱和,饱和流体为黏度30 cst、密度0.96 g/cm<sup>3</sup>的甲基硅油。饱和后液化层相对密度 $D_r=52.9\%$ 。试验中数采频率除施振时设为2 kHz外,其余过程均为1 Hz。

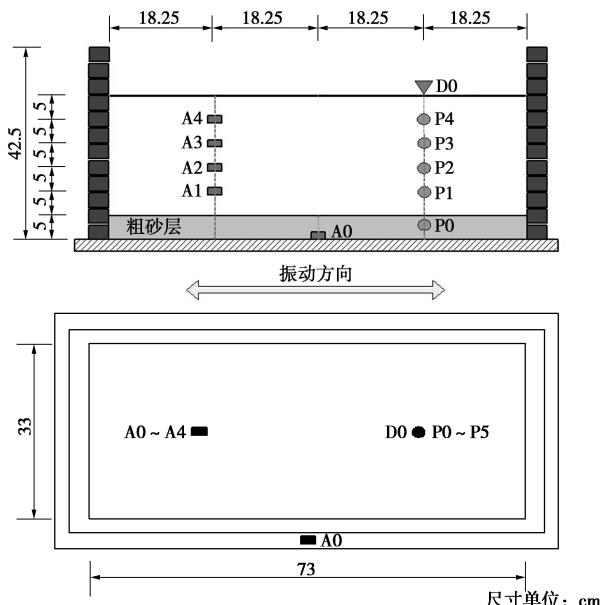


图8 离心模型的传感器布置图

Fig. 8 Schematic layout of instrumentation of centrifuge model

## 2.2 试验结果与分析

首先,离心机采用1g, 10g, 20g, 30g的步骤逐级加速,监测模型地表沉降(见图9)。假设模型制备均匀,且每级加速度下整个模型均匀压缩,则根据不同g值下地表沉降稳定值和模型中点的有效应力,可以获得离心加速过程该模型的 $e - \lg \sigma'_v$ 曲线,如图10所示。由图10可见,模型地基 $K_0$ 固结与单元体试验结果规律一致,正常固结的压缩指数( $C_c=0.0127$ )与图2相同条件下的压缩指数接近但略小(因其相对密度稍大)。

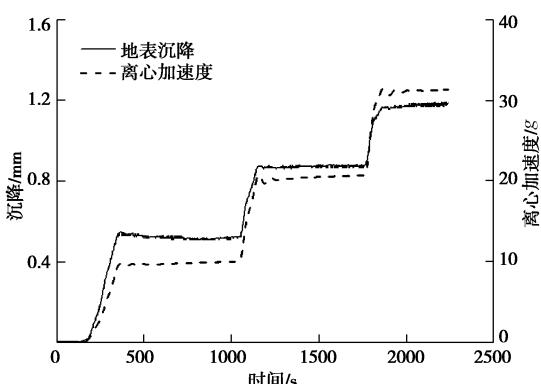


图9 模型加速过程中地表沉降监测

Fig. 9 Surface settlements of model during stepped spin-up

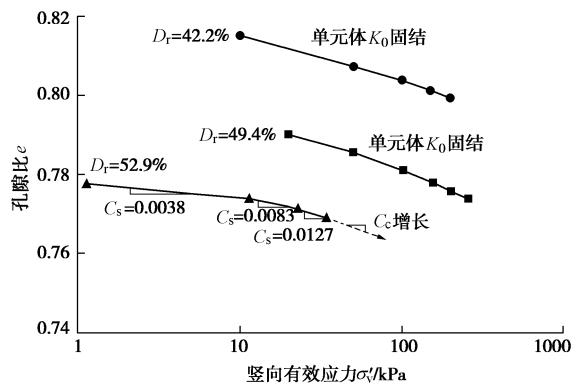


图10 模型地基平均 $e - \lg \sigma'_v$ 曲线

Fig. 10 Average  $e - \lg \sigma'_v$  data of model foundation

在30g下固结稳定后(液化层的相对密度 $D_r=55.3\%$ ),采用2 Hz、50次循环的正弦波作为地震波输入模拟长持时强震,以确保整个模型液化后振动仍然持续一定时间。模型不同深度处加速度见图11,超静孔压比和地表沉降见图12(均已换算至原型比尺)。可见,在该振动作用下,模型土体孔压迅速上升、加速度迅速衰减,表明模型发生了全深度范围内的液化。

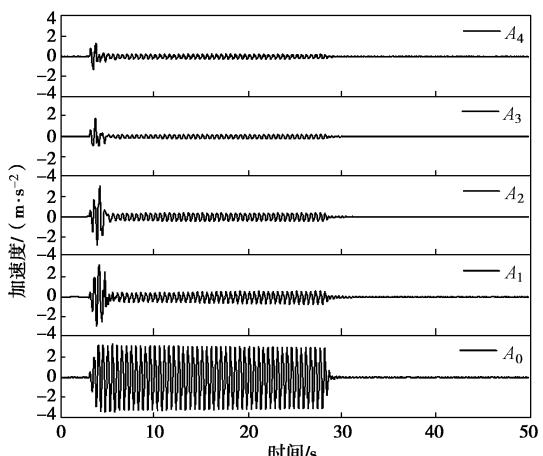


图11 模型的加速度时程图

Fig. 11 Vertical arrays of acceleration-time histories

由图12可知,当振动停止后各层液化状态持续了相当长的时间,此时砂土颗粒悬浮,随后在重力、浮力和渗透力等综合作用下,土颗粒向模型箱底部沉积,孔压从底层向上逐渐消散,地表沉降逐步发生。由于模型地表处于单面排水状态,振动时液化状态下已有相当部分的再沉积沉降发生(A点之前部分,46.3 mm);当所有土层的液化状态结束后,土体进入典型固结状态、沉降速率减慢、沉降量较小(B点之后部分,12.2 mm);而A-B之间处于自下而上的再沉积(固化)向再固结的过渡状态,沉降达54.0 mm。可见,强震下场地液化持续时间对地表沉降起重要影响,而孔压开始消散后的再固结沉降贡献不大。值得指出的是,长持时强震下由于液化持时较长,再沉积体变分量将随着地震动持时(或液化持时)的增长而增大<sup>[26]</sup>,

而且突出的循环剪应变历史也会导致再压缩指数比正常固结情况大，其再固结体变分量也将有所增大。

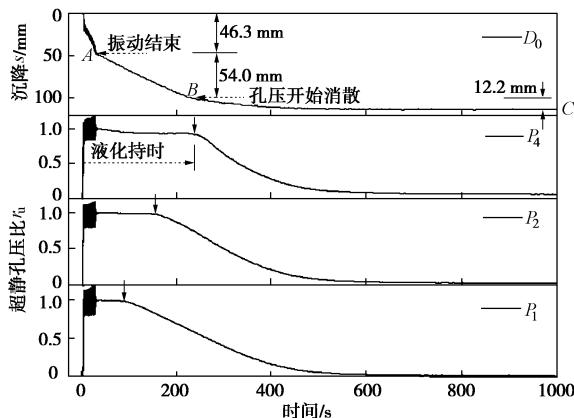


图 12 不同深度处超静孔压比和地表沉降

Fig. 12 Time histories of excess pore pressure ratio and settlement

对图11中的加速度计 $A_i$ 时程 $a_i(t)$ 基线修正后, 在时域内两次积分获得位移时程 $u_i(t)$  (见式(5)), 相邻位移差除以对应土层厚度得土层平均剪应变(见式(6))。假定平均剪应变代表该层土体中点的剪应变, 且同一土层中剪应变沿深度线性变化, 于是内插得加速度计 $A_i$ 的剪应变时程 $\gamma_i(t)$ 。

$$u_i(t) = \int v_i(t) dt, \quad v_i(t) = \int a_i(t) dt, \quad (5)$$

$$\gamma_{i-(i-1)}(t) = [u_i(t) - u_{i-1}(t)] / (z_i - z_{i-1}) \quad . \quad (6)$$

图13为模型不同深度处累积剪应变时程，其变化规律与单元体试验类似，液化后存在明显的转折点，但斜率是先大后小。模型响应与单元体响应有所区别，前者是典型的边值问题，模型地基存在超静孔压由深部向浅部消散的影响，将显著改变土层有效应力和刚度的演化和分布规律，使得模型深部土体响应显得比浅部土体更“强”的现象。将最大剪应变和累积剪应变绘于图14，可见最大剪应变的深度分布没有明显规律，但累积剪应变呈现随深度增加而增大的规律，意味着均匀模型在振动液化过程中，深部土体的液化程度要大于浅部土体。这与已有研究发现一致<sup>[27]</sup>。

表 3 自由场地沉降计算表

Table 3 Calculated settlements of clean sand ground

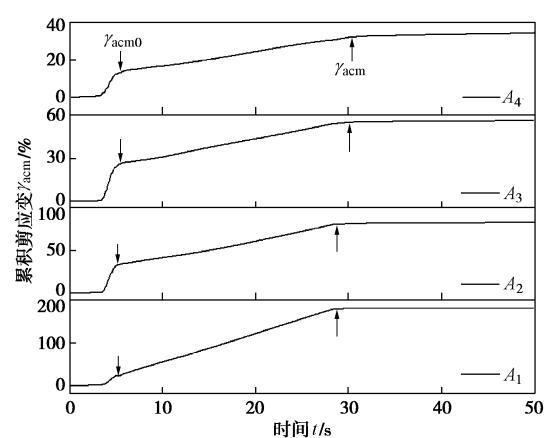


图 13 模型不同深度处累积剪应变时程

Fig. 13 Accumulated shear strains at different depths

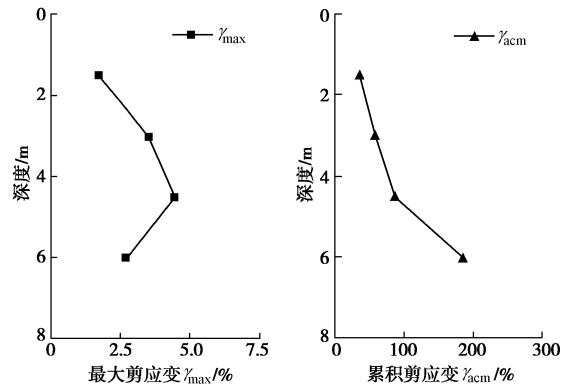


图 14 模型不同深度处最大和累积剪应变

Fig. 14 Profiles of maximum and accumulated shear strains

## 2.3 沉降计算公式验证

上述模型试验结果验证了基于单元体获得的体变规律及简化模型。根据本文方法给出了该模型液化后地表沉降的预测值,计算参数及结果见表3。表3中假设起始应力比( $\sigma'_a/\sigma'_{v0}$ )根据模型不同深度累积剪应变比(见图14)换算而来,再压缩指数 $C'_c$ 根据图10的 $e - \lg\sigma'$ 数据估算。整体上本文方法预测沉降值与实测值符合良好。计算表明,由于孔压向上消散的缘故,模型深部土体残余体变比浅部土体更大。值得指出,

若采用基于最大剪应变指标的 Ishihara 简化方法<sup>[8-9]</sup>, 得到的地表沉降预测值为 74.0 mm, 比实测值显著偏小, 误差高达 34%, 这一结果与 Ishihara 对 2011 年东日本地震场地沉降预测结论一致, 即原有方法对长持时强震下沉降预测偏小量达 25%~50%。

### 3 结 论

针对长持时强震作用下场地液化大变形问题, 通过单元体固结试验和振动液化试验研究揭示了液化后体变规律, 提出了简化模型和沉降计算方法, 并通过离心机振动台试验加以验证。结论包括:

(1) 饱和砂土液化后体变由再沉积和再固结两种机制组成: 其中再沉积部分与所受振动历史密切相关, 土骨架累积剪应变比越大、再沉积体变越大, 该规律可用累积剪应变比 ( $\gamma_{acm}/\gamma_{acm0}$ ) 与假设起始应力比的相关关系加以描述; 而再固结部分受先期固结和振动历史影响显著, 其稳定段再压缩指数比相同条件下的正常固结曲线大 1.3~1.5 倍。

(2) 提出了考虑先期固结和振动历史的砂土液化后体变模型和简化算法, 将再沉积和再固结两者统一表达成再固结体变, 并建议了再压缩指数和假设起始应力的确定方法。

(3) 开展了水平场地地震液化离心机模型试验, 监测模型固结和振动液化过程的沉降, 从模型尺度进一步揭示砂土液化后体变规律, 并初步验证了本文模型与简化算法的有效性。

此外, 本文只针对一定相对密度范围的洁净砂, 在单元体和模型尺度作了初步探索。因此相对密度和细粒含量对砂土液化后体变的影响以及本文方法对实际场地液化后沉降的评价能力, 都值得进一步探索。

**致 谢:** 本项目试验得到浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室孔令刚副教授、黄锦舒老师的 support, 在此表示感谢。

### 参 考 文 献:

- [1] ZHOU Y G, CHEN Y M, LING D S. Shear wave velocity-based liquefaction evaluation in the great Wenchuan Earthquake: a preliminary case study[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 8(2): 231~239.
- [2] 袁晓铭, 曹振中. 砂砾土液化判别的基本方法及计算公式[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(4): 509~519. (YUAN Xiao-ming, CAO Zhen-zhong. Fundamental method and formula for evaluation of liquefaction of gravel soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(4): 509~519. (in Chinese))
- [3] 孙 锐, 唐福辉, 袁晓铭. 频率下降率法对 2011 年新西兰 6.3 级地震液化的盲测[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 2): 383~388. (SUN Rui, TANG Fu-hui, YUAN Xiao-ming. Blind detection of liquefaction sites by the method of frequency decrease rate for New Zealand Earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(S2): 383~388. (in Chinese))
- [4] BHATTACHARYA S, HYODO M, GODA K, et al. Liquefaction of soil in the Tokyo Bay Area from the 2011 Tohoku (Japan) Earthquake[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(11): 1618~1628.
- [5] COX B R, BOULANGER R W, TOKIMATSU K, et al. Liquefaction at strong motion stations and in Urayasu City during the 2011 Tohoku-Oki Earthquake[J]. Earthquake Spectra, 2013, 29(S1): 55~80.
- [6] 王志华, 周恩全, 徐 超. 土体液化大变形研究进展与讨论[J]. 南京工业大学学报(自然科学版), 2012, 34(5): 143~148. (WANG Zhi-hua, ZHOU En-quan, XU Chao. Advance and discussion on liquefaction-induced large deformation of soil[J]. Journal of Nanjing University of Technology (Natural Science), 2012, 34(5): 143~148. (in Chinese))
- [7] 高玉峰, 刘汉龙, 朱 伟. 地震液化引起的地面大位移研究进展[J]. 岩土力学, 2000, 21(3): 294~298. (GAO Yu-feng, LIU Han-long, ZHU Wei. Advances in large ground displacement induced by seismic liquefaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(3): 294~298. (in Chinese))
- [8] ISHIHARA K, YOSHIMINE M. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes[J]. Soils and Foundations, 1992, 32(1): 173~188.
- [9] 叶 斌, 叶冠林, 长屋淳一. 砂土地基地震液化沉降的两种简易计算方法的对比分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 33~36. (YE Bin, YE Guan-lin, NAGAYA Junichi. Comparison of two simple methods for assessing subsidence of sandy ground caused by liquefaction in earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 33~36. (in Chinese))
- [10] 张建民, 王 刚. 砂土液化后大变形的机理[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(7): 835~840. (ZHANG Jian-min, WANG Gang. Mechanism of large post-liquefaction deformation in saturated sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(7): 835~840. (in Chinese))
- [11] SHAMOTO Y, ZHANG J M. Evaluation of seismic settlement potential of saturated sandy ground based on

- concept of relative compression[J]. *Soils and Foundations*, 1998, **38**(S2): 57 - 68.
- [12] 刘汉龙, 周云东, 高玉峰. 砂土地震液化后大变形特性试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2002, **24**(2): 142 - 146. (LIU Han-long, ZHOU Yun-dong, GAO Yu-feng. Study on the behavior of large ground displacement of sand due to seismic liquefaction[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, **24**(2): 142 - 146. (in Chinese))
- [13] 庄海洋, 陈国兴. 砂土液化大变形本构模型及在ABAQUS软件上的实现[J]. *世界地震工程*, 2011, **27**(2): 45 - 50. (ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing. Constitutive model for large liquefaction deformation of sand and its implementation in ABAQUS software[J]. *Word Earthquake Engineering*, 2011, **27**(2): 45 - 50. (in Chinese))
- [14] ISHIHARA K, ARAKI K, BRADLEY B A. Characteristics of liquefaction induced damage in the 2011 great east Japan Earthquake[C]// International Conference on Geotechnics for Sustainable Development. Hanoi, 2011: 1 - 22.
- [15] UENG T S, WU C W, CHENG H W, et al. Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010, **30**(1/2): 50 - 60.
- [16] HIGUCHI S, EJIRI J. Influence of the earthquake motion characteristics on the ground settlement behavior due to liquefaction[C]// Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake. Tokyo, 2012: 789 - 800.
- [17] ADALIER K, ELGAMAL A. Liquefaction of over-consolidated sand: a centrifuge investigation[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2005, **9**(S1): 127 - 150.
- [18] DASHTI S, BRAY J D, PESTANA J M, et al. Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2010, **136**(1): 151 - 164.
- [19] SENTO N, KAZAMA M, UZUOKA R, et al. Liquefaction-induced volumetric change during re-consolidation of sandy soil subjected to undrained cyclic loading histories[C]// Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena. Bochum, 2004: 199 - 206.
- [20] 汪闻韶. 剪切波速在评估地基饱和砂层地震液化可能性中的应用[J]. *岩土工程学报*, 2001, **23**(6): 655 - 658. (WANG Wen-shao. Utilization of shear wave velocity in assessment of liquefaction potential of saturated sand under level ground during earthquakes[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2001, **23**(6): 655 - 658. (in Chinese))
- [21] 黄博, 丁浩, 陈云敏. 高速列车荷载作用的动三轴试验模拟[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(2): 195 - 202. (HUANG Bo, DING Hao, CHEN Yun-min. Simulation of high-speed train load by dynamic triaxial tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(2): 195 - 202. (in Chinese))
- [22] PESTANA J M, WHITTLE A J. Compression model for cohesionless soils[J]. *Géotechnique*, 1995, **45**(4): 611 - 631.
- [23] 赵颜辉, 朱俊高, 张宗亮, 等. 无黏性土压缩曲线的一种数学模式[J]. *岩土力学*, 2011, **32**(10): 3033 - 3037. (ZHAO Yan-hui, ZHU Jun-gao, ZHANG Zong-liang, et al. A compression model for cohesionless soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(10): 3033 - 3037. (in Chinese))
- [24] 姚仰平, 余亚妮. 基于统一硬化参数的砂土临界状态本构模型[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(12): 1827 - 1832. (YAO Yang-ping, YU Ya-ni. Extended critical state constitutive model for sand based on unified hardening parameter[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(12): 1827 - 1832. (in Chinese))
- [25] 周燕国, 梁甜, 李永刚, 等. 含黏粒砂土场地液化离心机振动台试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(9): 1650 - 1658. (ZHOU Yan-guo, LIANG Tian, LI Yong-gang, et al. Dynamic centrifuge test of liquefaction of clayey sand ground[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(9): 1650 - 1658. (in Chinese))
- [26] ISHIKAWA A, SHAMOTO Y, MANO H, et al. Effect of liquefaction duration on progressive failure of sandy ground under 2-D biased load of structure[C]// The 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics. Perth, 2014: 1079 - 1085.
- [27] MALVICK E, KUTTER B, BOULANGER R, et al. Shear localization due to liquefaction-induced void redistribution in a layered infinite slope[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2006, **132**(10): 1293 - 1303.