可液化地层中地铁隧道地震响应数值模拟及其试验验证

刘光磊[1, 2]，宋二祥[1, 2]，刘华北[1, 2]

（1. 清华大学土木工程系地下工程研究所，北京 100084；2. 清华大学结构工程与振动教育部重点实验室，北京 100084）

摘 要：饱和砂土地层中的地下结构在地震作用下可能因地基液化而发生破坏。采用动力固结两相体有限元程序DIANA SWANDYNE-II对可液化地层中地铁隧道结构的地震响应进行了模拟，并与动力离心模型试验结果对比以验证其效果。选用广义塑性模型Pastor-Zienkiewicz III模拟可液化土的动力特性，基于Biot方程的 $u-p$ 形式建立有限元方程，进行饱和土动力固结的耦合计算。计算表明，该数值模型可较合理地模拟地下结构的地震反应特性，计算结果与试验现象基本相符。地基液化引起的结构附加内力及隧道上浮主要受地基液化时土水压力变化的影响，截断墙的设置可有效减轻隧道结构的上浮。

关键词：动力有限元；砂土液化；地下结构；离心机试验；截断墙

中图分类号：TU435 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2007)12－1815－08

作者简介：刘光磊(1979－)，男，博士研究生。主要从事土动力学与地下结构抗震方面研究。E-mail: lgl02@mails.thu.edu.cn。

Numerical modeling of subway tunnels in liquefiable soil under earthquakes and verification by centrifuge tests

LIU Guang-lei[1, 2]，SONG Er-xiang[1, 2]，LIU Hua-bei[1, 2]

(1. Institute of Underground Engineering, Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Key Laboratory for Structure Engineering and Vibration of Ministry of Education, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: Underground structure in saturated sandy soil might be subject to severe damage due to seismic liquefaction. Numerical simulation for earthquake response of subway tunnels in liquefiable soil was conducted by use of finite element program DIANA SWANDYNE-II and the numerical model was verified by some centrifuge test results. A generalized plasticity model, Pastor-Zienkiewicz III, was used to model the dynamic behavior of saturated soil. Finite element procedure based on the *u-p* form of Biot equations was employed to perform the coupling analysis. It was shown that the numerical model could simulate the earthquake response of subway tunnels in liquefiable soil reasonably. Liquefaction induced ternal force in tunnel segments and its uplift were mainly influenced by the excess pore pressure and the earth pressure increment during earthquakes. Cut-off walls could reduce the uplift of subway tunnels effectively.

Key words: dynamic finite element method; soil liquefaction; underground structure; centrifuge test; cut-off wall

0 前 言

随着地下空间开发利用规模的不断扩大，浅埋大断面地下结构越来越多。以往震害情况表明这类结构容易遭受地震作用的破坏，特别在强震作用下，土层的液化可能对地下结构产生极大的破坏作用。地铁地下结构有时不可避免地穿越可液化地层，例如我国南京、深圳等城市的地铁以及台北捷运系统中某些盾构隧道均遇到了可液化地层[1-2]。这类地下结构都面临着因地基液化时的上浮、震后不均匀沉陷以及隧道衬砌因地基液化导致的额外内力等发生破坏的危险。特别是隧道出入口附近地段，由于覆土较薄，其危险性更值得研究。

动力时域有限元方法在研究地下结构地震反应问题时有很多优点，例如可方便地模拟各种复杂的地层情况和结构形式，采用不同的地震输入，模拟地下结构破坏的整个过程，可进行大量的参数分析等。但对任何数值模型均需合理选择模型参数并对其可靠性进行验证。动力离心模型试验作为研究岩土工程问题的有效手段之一，为深入分析地下结构的地震反应特性，验证校准数值模型提供了可能。

基金项目：国家自然科学基金资助项目（50378050）；北京市自然科学基金重点项目（8061003）

收稿日期：2006－12－19

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

本文对浅埋于饱和砂土地层中较大矩形断面地铁隧道结构动力反应进行了数值模拟，并通过与动力离心模型试验结果的比较对所用数值模型进行了验证。研究结果表明，所用数值模型能够较合理地模拟可液化地基中地下结构的地震反应特性，得到与动力离心试验较为一致的结果，为后续深入研究提供了可能。

1 砂土本构模型及参数标定

在可液化地层地下结构地震反应分析中，土体材料本构模型的选取是能否成功模拟的关键因素之一。本计算模拟中砂土的本构模型采用 Pastor 等于 1990 年提出的基于广义塑性理论的弹塑性砂土静动力本构模型 Pastor-Zienkiewicz III [3]。该模型可以模拟砂土应力－应变关系的非线性滞回特性，密砂的剪胀和松砂的剪缩现象。在加载及卸载时均可计算塑性应变，解决了普通弹塑性模型在屈服面内无塑性应变，无法计算循环荷载引起的塑性应变积累的问题，为饱和砂土液化的模拟提供了可能。

该模型应用非相关联流动法则，不显式定义屈服面和塑性势面，而是直接规定了加卸载方向及塑性流动方向。砂土在体积塑性应变与剪切塑性应变面上的加载与卸载塑性流动方向分别被定义为

$$\boldsymbol{n}_{\mathrm{gL}}=\left(\frac{d_{\mathrm{g}}}{\sqrt{1+d_{\mathrm{g}}^{2}}},\frac{1}{\sqrt{1+d_{\mathrm{g}}^{2}}}\right)^{\mathrm{T}} \quad , \tag{1}$$

$$\boldsymbol{n}_{\mathrm{gu}}=\left(-abs\left(\frac{d_{\mathrm{g}}}{\sqrt{1+d_{\mathrm{g}}^{2}}}\right),\frac{1}{\sqrt{1+d_{\mathrm{g}}^{2}}}\right)^{\mathrm{T}} \quad , \tag{2}$$

其中，d_{g} 为剪胀比。由于本模型依据剪胀比定义塑性流动方向，因此可较合理地反映不同条件下砂土的剪胀剪缩特性。卸载时土体产生缩小的塑性体应变，因此体变恒为负值。

根据实验规律将剪胀比 d_{g} 定义为

$$d_{\mathrm{g}}=\frac{\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{p}}}{\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}}=(1+\alpha)(M_{\mathrm{g}}-\eta) \quad , \tag{3}$$

其中，α 为试验参数，η 为剪切应力比。$\eta=q/p'$，$q/p'=M_{\mathrm{g}}$ 为 $p'-q$ 平面上一条过原点的斜线，称为特征状态线（characteristic state line）[4]。在此特征状态线上 $\eta=M_{\mathrm{g}}$，$d_{\mathrm{g}}=0$，无体积塑性应变，残余状态下应力状态点也将落于该线，该线在模拟砂土性质时有重要作用。此定义表明，砂土的剪胀剪缩与砂土本身的性质以及当前所处的应力状态相关。

砂土的加载准则用加载方向向量判定，

$$\boldsymbol{n}=\left(\frac{d_{\mathrm{f}}}{\sqrt{1+d_{\mathrm{f}}^{2}}},\frac{1}{\sqrt{1+d_{\mathrm{f}}^{2}}}\right)^{\mathrm{T}} \quad , \tag{4}$$

其中，$d_{\mathrm{f}}=(1+\alpha)(M_{\mathrm{f}}-\eta)$。

加载塑性模量用下面的方程定义：

$$H_{\mathrm{L}}=H_{0}p'\left(1-\frac{\eta}{\eta_{\mathrm{f}}}\right)^{4}\left\{1-\frac{\eta}{M_{\mathrm{g}}}+\beta_{0}\beta_{1}\mathrm{e}^{-\beta_{0}\xi}\right\}H_{\mathrm{DM}} \quad , \tag{5}$$

其中，$\eta_{\mathrm{f}}=\left(1+\frac{1}{\alpha}\right)M_{\mathrm{f}}$，$\xi=\int\left|\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{s}}^{\mathrm{p}}\right|$。而 H_{DM} 为应力历史的函数，初始加载时为 1，再加载时，$H_{\mathrm{DM}}=\left(\frac{\zeta_{\max}}{\zeta}\right)^{\gamma_{\mathrm{DM}}}$，$\zeta=p'\left\{1-\left(\frac{1+\alpha}{\alpha}\right)\frac{\eta}{M_{\mathrm{g}}}\right\}^{1/\alpha}$。

卸载塑性模量为

$$H_{\mathrm{u}}=\begin{cases}H_{\mathrm{u0}}\left(\frac{M_{\mathrm{g}}}{\eta}\right)^{\gamma_{\mathrm{u}}} & \left(\left|\frac{M_{\mathrm{g}}}{\eta}\right|>1\right) \text{，}\\ H_{\mathrm{u0}} & \left(\left|\frac{M_{\mathrm{g}}}{\eta}\right|\le 1\right) \text{。}\end{cases} \tag{6}$$

弹性相关参数：体变模量 $K=K_{0}(p'/p_{0}')$，剪切模量 $G=G_{0}(p'/p_{0}')$，均随围压增加而增加。

应用该模型，共需要 12 个模型参数，首先应根据材性试验对砂土本构模型参数进行标定。由单调及循环荷载下砂土固结不排水三轴试验的结果确定砂土的本构模型参数。

塑性流动方向及加载方向由 M_{g}，M_{f}，α 确定。由 M_{g} 定义，其值可根据残余状态下应力点在 $p'-q$ 平面上的位置确定。研究表明，M_{g}，M_{f} 的相对关系可体现松砂与密砂的性质，近似认为 $M_{\mathrm{f}}=M_{\mathrm{g}}\cdot D_{\mathrm{r}}$，$D_{\mathrm{r}}$ 为砂土的相对密度。α 为试验参数，一般情况其变化范围不大，可取为 0.45[4]。

由于初始加载时塑性变形量很小，因此弹性参数 K_{0}，G_{0} 可由三轴试验中的初始应力－应变关系确定。

模型参数 H_{0}，β_{0}，β_{1} 决定了塑性加载模量，可根据单调加载三轴试验的结果确定。

模型参数 H_{u0}，γ_{u} 决定卸载模量，γ_{DM} 决定再加载模量，可根据循环加载三轴试验的结果确定。

采用动力离心试验中所用砂土，并依据相同的密实度制样，通过三轴试验进行进行标定，确定砂土各模型参数值如下：$M_{\mathrm{g}}=1.32$，$M_{\mathrm{f}}=0.545$，$\alpha=0.45$，$p_{0}'=50$ kPa，$K_{0}=9.0$ MPa，G_{0}=4.5 MPa，$H_{0}=1000$，$\beta_{0}=1$，$\beta_{1}=0.4$，$H_{\mathrm{u0}}=10.0$ MPa，$\gamma_{\mathrm{u}}=4$，$\gamma_{\mathrm{DM}}=2$。

图 1，2 给出了三轴试验数据同数值模拟结果的对比。在循环剪切作用下砂土发生剪缩，砂土内的平均有效应力逐渐降低，直至接近于 0，土体刚度迅速下降，表现出液化的性质。结果表明，该本构可模拟饱和砂土在单调及循环荷载下的基本性质，为后文地铁地下结构地震反应分析的合理性提供了保证。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

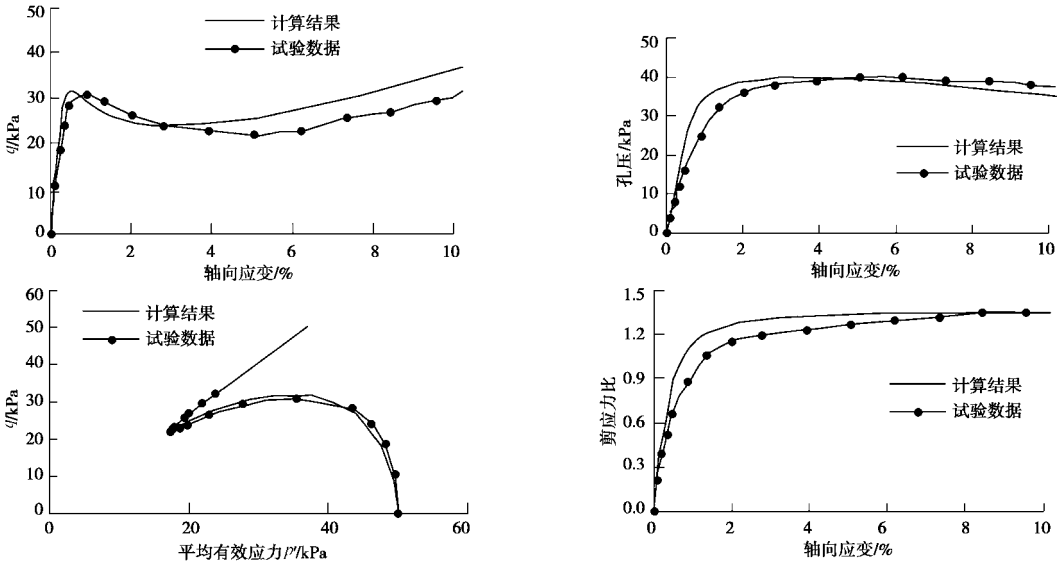


图 1 单调加载下砂土的性质

Fig. 1 Properties of sand under monotonic loading

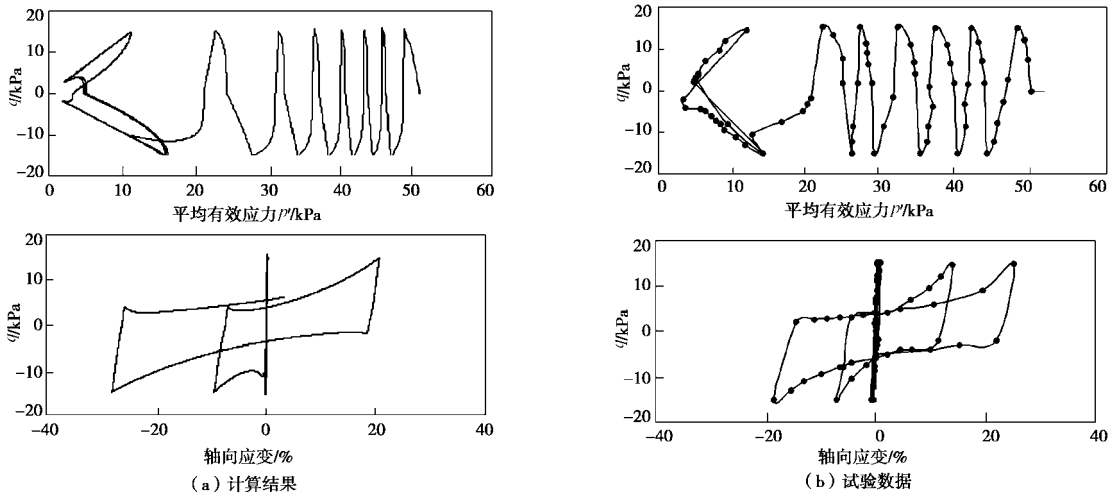


图 2 循环荷载作用下砂土的性质

Fig. 2 Properties of sand under cyclic loading

2 数值计算模型

研究采用土水两相二维动力固结有限元程序 DIANA SWANDYNE-II[5]进行计算模拟。该程序应用比奥（Biot）方程的 $u-p$ 形式建立有限元模型，基本未知量中包含固相土骨架的位移 u 和液相的孔压 p。基于有效应力，进行渗流分析与动力反应分析的耦合计算，已多次成功应用于砂土液化及土与结构相互作用问题的数值模拟[6-7]。

进行了 3 种工况的计算模拟：①水平砂土地基自由场反应；②水平砂土地基中地铁隧道结构地震反应；③增设截断墙处理后地铁隧道地震反应。研究了可液化土中地铁隧道结构地震反应特性以及截断墙处理对限制隧道结构上浮的效果。

计算区域与试验模型相对应，并换算到原型进行计算，尺寸为 25 m×14 m。地基土分为两层，上层 12.5 m 为砂土，下层 1.5 m 为黏土。计算区域底部输入给定地震加速度，选用 1995 年神户地震中的加速度数据（图 3），峰值 0.3g，持时 40 s。侧边采用捆绑边界（tied boundary），即限定左右两侧同样地层深度边界处的运动情况相同。该边界形式与试验中采用的叠环式模型箱（laminar box）的效果相同，可起到模拟水平地基自由场反应的作用，但在地下结构存在时其对地基无限性的模拟有一定误差。捆绑边界由于与试验条件相对应，因此可在与离心机试验结果的对比中采用。对于实际地层中的地下结构反应计算，其效果将另文讨论。计算网格两侧、底部以及地下结构四周均为不排水条件，地下水位在地表处，即网格上表面水压为 0。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

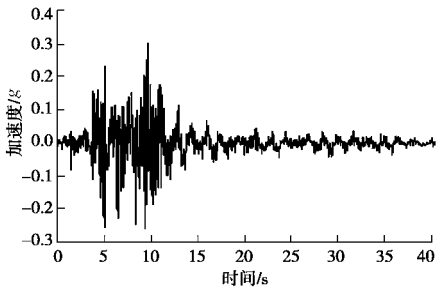


图 3 输入地震加速度时程

Fig. 3 Acceleration time history of input earthquake

饱和土体单元中同时包含固相及液相自由度，其中固相土骨架为 8 结点矩形单元，二次插值；液相 4 结点，位置与土骨架单元的 4 个角点重合，线性插值。固相、液相均采用 3×3 共 9 个积分点的高斯全积分。根据计算精度要求，确定结构附近土体的网格尺寸为 0.5 m×0.5 m。地铁隧道结构断面尺寸 5 m×5 m，壁厚 30 cm。采用 3 结点 Mindlin 梁单元进行模拟，每延米刚度 $EI=5.76\times10^4$ kN·m^2/m。截断墙为厚度 8 cm 的钢板桩，同样采用 3 结点 Mindlin 梁单元，每延米刚度 $EI=7.2\times10^3$ kN·m^2/m。采用一种有厚度的 8 结点薄层单元模拟土体与隧道结构的接触面。接触面的本构关系应用莫尔－库仑模型，设定黏聚力 $c=0$，砂土内摩擦角 φ=32°，接触面摩擦角根据经验公式 $\tan\delta=2/3\tan\varphi$ 确定，则 δ=23°。滑移剪切模量 $G=1000$ kPa，法向模量 $E=5000$ kPa。

动力方程的时域数值积分采用扩展纽马克法[8]。本文所采用的固相积分参数为 $\beta_1=0.6$，$\beta_2=0.605$，液相的积分参数为 $\beta'=0.6$。应用该套参数，动力方程的积分是无条件稳定的。本文根据计算的收敛情况，确定振动期间的计算时间步长为 0.02 s，震后固结期间的计算时间步长为 0.5 s。

振动过程中砂土采用 Pastor-Zienkiewicz Ⅲ模型，模型参数根据前节标定结果确定，渗透系数 $k=2.3\times10^{-2}$ cm/s；由于地震作用下黏土中的孔压变化不大，且不是本文关注的重点，因此近似采用线弹性模型对其进行模拟，确定其弹性模量 $E=80$ MPa，泊松比 $v=0.33$，渗透系数为 $k=1.0\times10^{-7}$ cm/s。土体动本构模型 Pastor-Zienkiewicz III 可模拟土体在往复荷载作用下的滞回阻尼。但土体的阻尼是非常复杂的，单纯的滞回阻尼不能完全模拟其特性。因此，本计算模拟中还引入了一定的黏性阻尼作为补偿。选取刚度相关的阻尼矩阵，根据自由场反应的试验结果对其系数进行标定。即通过调整黏性阻尼系数，使自由场计算中的孔压、加速度反应尽量与试验结果相符，并以此系数作为后续计算的依据。本计算中，确定的黏性阻尼对应的阻尼比为 5%。

3 动力离心模型试验简述[9]

为验证研究所用数值模型，进行了相应的动力离心模型试验。试验采用清华大学岩土工程研究所 TH-50g-tons 土工离心机设备以及电液伺服土工离心机振动台系统。采用叠环式模型箱，内部尺寸为：长 50 cm，宽 20 cm，高 30 cm。

选用与原型相同的土体材料，将模型尺寸缩小为原型的 1/50，同时把模型的场加速度增加到重力加速度的 50 倍，可确保模型地基中每一点的应力与原型相同。为消除离心机试验中动力时间与渗流时间相似比关系上的矛盾，采用羟丙基甲基纤维素水溶液将孔隙流体的黏度提高为水的 50 倍。

图 4 给出了地铁隧道地震反应试验模型及传感器布置方案。矩形断面地铁隧道模型浅埋于水平砂土地基。由于截断墙伸入非液化土层时其效果才比较明显，因此地层底部设置了一 3 cm 厚的黏土层。

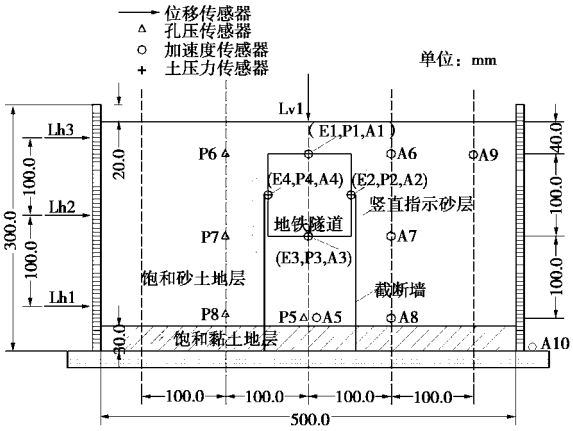


图 4 试验模型及传感器布置

Fig. 4 Test model and arrangement of transducers

地基置备所用砂土为中细砂，控制试验时其相对密度为 40%。各材性参数见表 1，砂土级配累计曲线如图 5 所示。

表 1 试验用砂土材料性质

Table 1 Properties of sand

砂土材性参数	数值
平均粒径 d_{50}/mm	0.303
不均匀系数 C_u	2.84
土粒比重 G_s	2.67
最大孔隙比 e_{max}	0.828
最小孔隙比 e_{min}	0.537
最大干密度 $\rho_{d\,max}$/(kg·m^{-3})	1.737×10^3
最小干密度 $\rho_{d\,min}$/(kg·m^{-3})	1.461×10^3
渗透系数 k/(cm·s^{-1}) (D_r = 40%)	2.30×10^{-2}

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

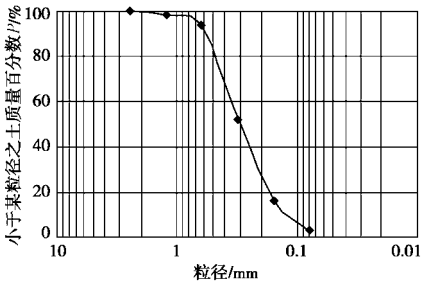


图 5 砂土级配累计曲线

Fig. 5 Grain size distribution of sand

隧道模型采用有机玻璃材料制作，弹性模量 3.2 GPa，泊松比 0.4，密度1.19×10^3 kg/cm^3。根据隧道模型截面抗弯刚度相似比关系确定其壁厚为 12 mm。隧道模型内壁附加均布黏接了少量铅丝，以调整隧道模型自重与实际情况相符。截断墙同样采用有机玻璃材料制作，模型厚度 6 mm。

振动试验中测试数据包括：砂土地基内孔压及加速度、隧道四壁孔压、土压力及加速度、隧道应变、隧道上浮量等。

4　数值模拟结果及试验对比

此处列出了采用前述模型参数所作数值模拟结果同试验数据的对比，研究了液化地基中地铁隧道结构的地震反应特性，并验证了数值模型。

4.1　水平砂土地基自由场反应结果

（1）土层加速度反应

图 6 给出了水平砂土地层埋深分别为 12，7，2 m 处的加速度反应，其峰值计算结果分别为 0.24g，0.13g，0.10g，实测数据分别为 0.25g，0.15g，0.11g。可以看出，该地层在地震作用下加速度反应从下到上是逐渐减小的。该现象与以往经验相符，当地基接近液化时其阻尼会明显增大，且刚度降低，不利于剪切波的传播，因此所测得的加速度反应从下往上是逐渐衰减的。

（2）超静孔压反应

图 7 比较了水平砂土地层埋深分别为 12，7，2 m 处的超静孔压的变化。由于饱和松砂的剪缩效应，振动初期的几秒钟内超静孔压已有明显增长，很快接近峰值，一段时间后则逐渐消散。超静孔压增长的绝对数值表现为下层较大，上层较小。但如考虑超静孔压与原竖向有效应力的比值则表现为上层较大，下层较小；上层发展较快，下层发展较慢，说明砂土的液化由浅层向深层发展。其中上部土层超静孔压比已接近于 1，某振动瞬时动水压引起的超静孔压比甚至超过 1，说明该处砂土已完全液化。

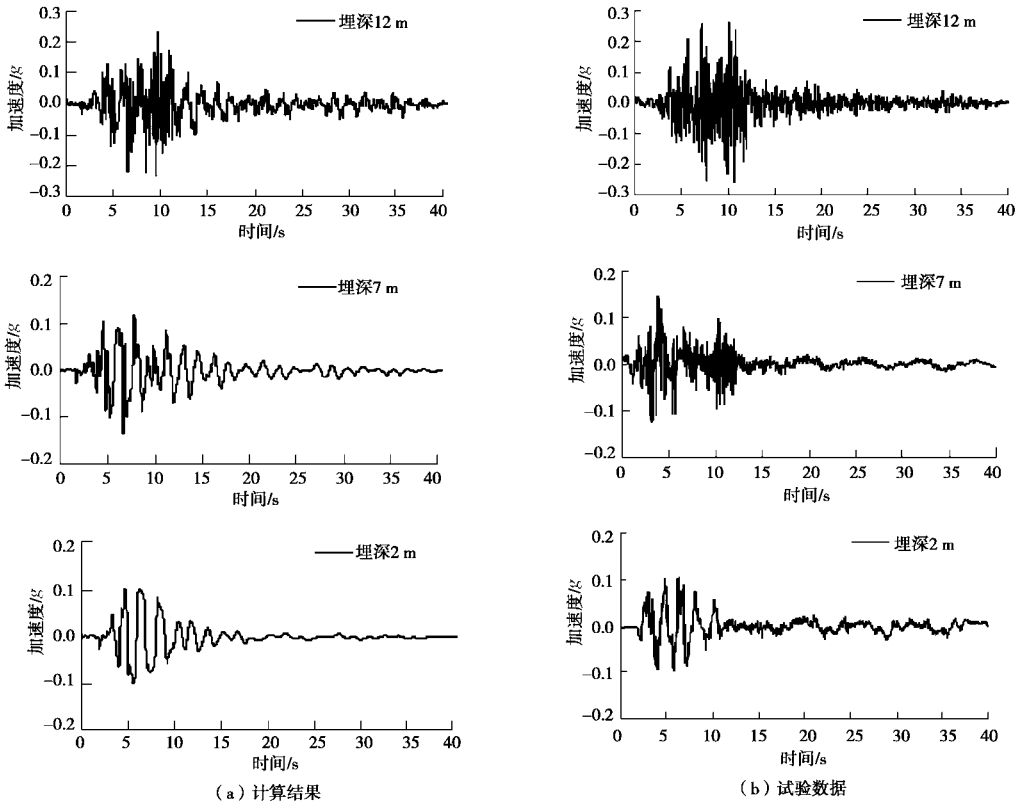


图 6 不同深度加速度比较

Fig. 6 Acceleration response in soil foundation

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

由水平砂土地基自由场反应数值模拟结果同试验数据的对比可见，各处结果的变化趋势及峰值与试验数据较为接近，可认为基本模拟了离心机试验的反应特性。

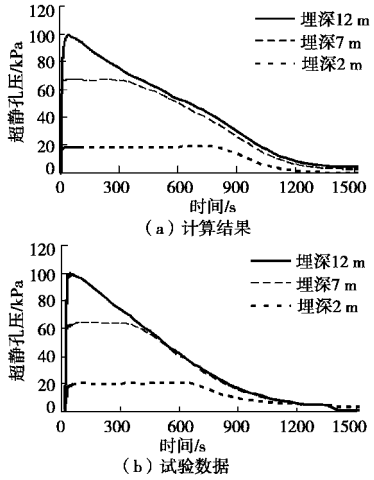


图 7 超静孔压比较

Fig. 7 Time history of excess pore pressure in soil foundation

4.2 地铁隧道结构地震反应结果

（1）隧道结构加速度反应

图 8 给出了隧道 4 个侧壁中心的加速度反应。其各处加速度反应波形较为接近，峰值相差不大。说明相对于液化砂土隧道结构的刚度较大，质量较小，整体性较好，基本作为一个整体一起来运动。结构振动的加速度峰值约为 0.1g，与地震输入相比明显减小。

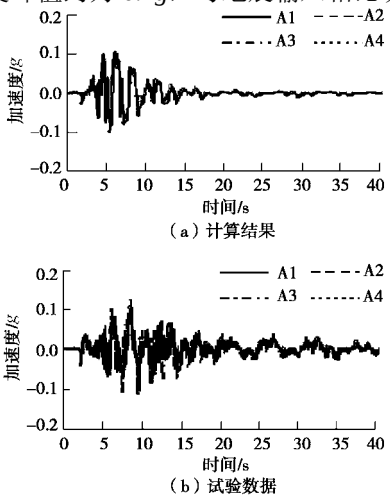


图 8 隧道结构加速度反应比较

Fig. 8 Acceleration response of subway tunnel

（2）隧道四周超静孔压变化

图 9 给出了隧道四周超静孔压的变化时程。隧道两侧超静孔压增长的幅值与同一深度地层中超静孔压增长的幅值接近，但消散得较快。隧道上表面由于距离地表较近，且由于隧道的存在将其与下部土体隔开，下部的高超静孔压不易传至该处，因此也消散得很快。隧道下表面超静孔压增量与无结构水平砂土地基同样深度处的超静孔压相比要小。该现象可以有如下的解释：由于隧道结构的表观密度（总质量与所占体积的比值）较小，其自重小于同样体积的土体，因此其下部原平均有效应力较两侧土层中同样深度处的值要小。在超静孔压比相近的情况下，隧道下部超静孔压增长的幅度也会较小。

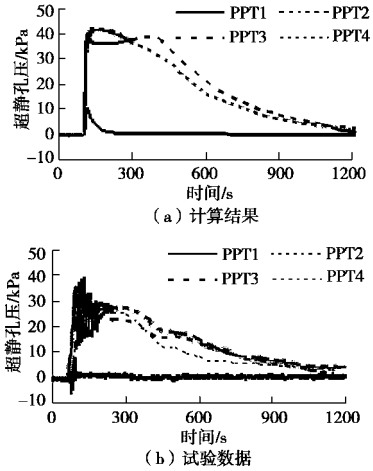


图 9 隧道四周表面超静孔压变化

Fig. 9 Excess pore pressure around subway tunnel

（3）隧道四周土压力增量

图 10 给出了隧道表面土压力的变化情况，可以看出各测点土压力在振动初期即有明显增长，地震动期间有一定波动，地震结束后则逐渐减小。隧道侧壁土压力增量 E4 测点损坏，未测得数据，E2 测点数据同计算结果有较大差别。综合考虑超静孔压的测量结果，分析认为土压力计 E2 的测试结果不够准确，比实际情况偏小。

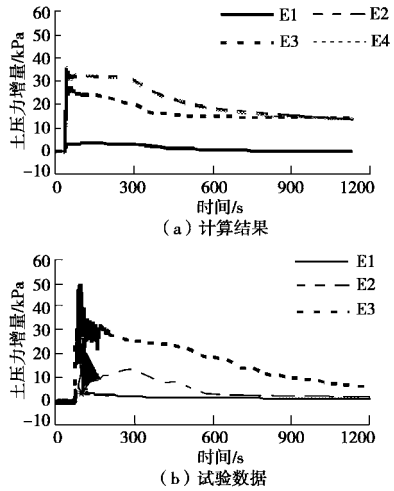


图 10 隧道四周表面土压力增量变化

Fig. 10 Earth pressure increment around subway tunnel

（4）隧道壁弯矩

图 11 给出了地震引起的隧道侧壁下端及中部截面弯矩变化时程（隧道壁外表面受拉为正）。图 12 则

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

为计算所得振动期间最危险时刻隧道侧壁弯矩的分布。分析结果表明，结构总内力可视为 3 部分的叠加：①初始静载作用下的内力。②土水压力平缓增长所引起的附加内力。指地震过程中砂土振密，孔压增长导致总土压逐渐增长引起的附加内力。③地震过程中的附加振动内力。地震加速度使结构受到惯性力作用，同时土体振动又通过动土压的变化反映于结构，引起结构附加内力。前述第 3 部分附加内力，对侧壁上下两端截面影响较大，而对侧壁中部截面影响则很小，该现象在弯矩变化时程中也有所反映。本算例中，最危险的时刻，隧道侧壁中部及端部弯矩的幅值基本增大到原静载作用下的 2 倍。

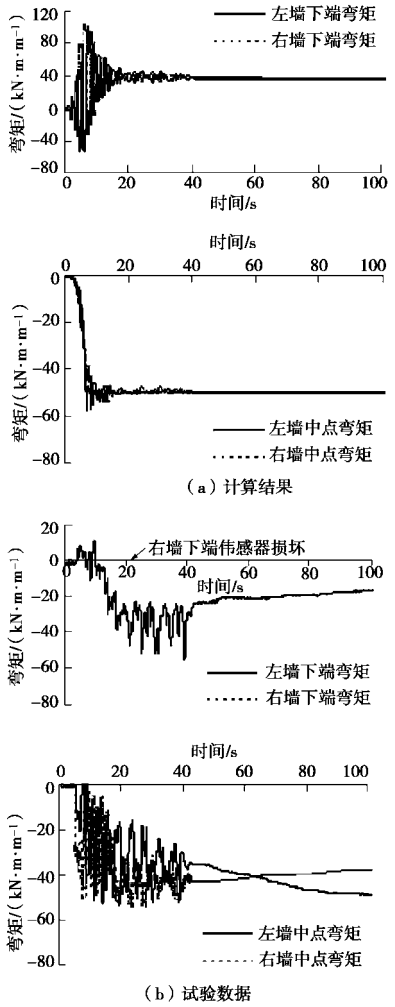


图 11 左右侧壁中部及下端截面弯矩变化时程

Fig. 11 Time history of bending moment in the side walls

对比表明，隧道侧壁中部弯矩幅值计算同试验结果较为接近；但下端部差别较大，甚至出现了拉压相反的情况。分析认为：试验中隧道模型有较大的厚度，且下端部测点接近拐角处，此处受力情况比较复杂，按梁单元假定计算会有一定误差。但从计算结果中隧道壁弯矩的分布及幅值来看是合理的。

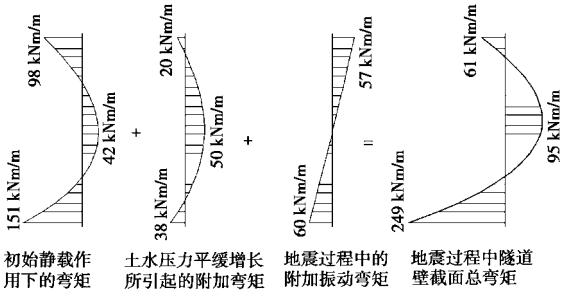


图 12 隧道侧壁弯矩分布

Fig. 12 Distribution of bending moment in the side walls

（5）隧道上浮量

计算结果表明，未设置截断墙的情况下，隧道结构由于自身重量较小，见图 13，在地基液化条件下发生了明显的上浮，上浮量达 33.5 cm，地震结束土层稳定后，又有少量固结沉降，约 3 cm。隧道上浮趋势过大很可能造成结构的破坏，需采取必要的处理措施。此处选用结构两侧增设截断墙的处理方法，经处理，隧道上浮量明显减小，约为 14.4 cm。图 14，15 给出了设置截断墙前后地层与结构的变形情况，可见截断墙的存在明显限制了其侧边土体向隧道下方挤入的趋势，从而有效减小了隧道上浮量。

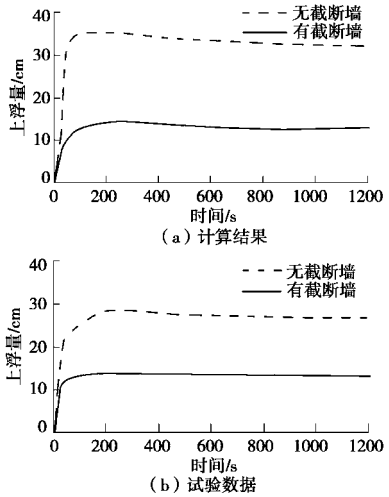


图 13 隧道上浮量比较

Fig. 13 Uplift of tunnel with and without cut-off walls

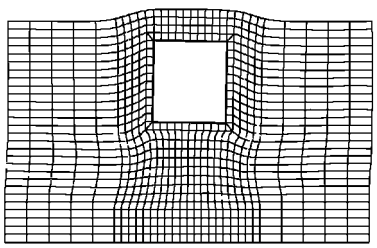


图 14 未设截断墙震后变形网格

Fig. 14 Deformed mesh without cut-off walls

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

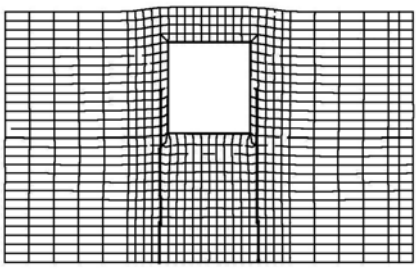


图 15 设置截断墙震后变形网格

Fig. 15 Deformed mesh with cut-off walls

5 结 语

应用比奥方程的 $u-p$ 形式进行饱和土的动力固结计算，选用了较合理的砂土本构及土与结构接触面模型。广义塑性模型 Pastor-Zienkiewicz III 可模拟液化土的动力特性，使用前应根据三轴试验确定其模型参数。自由场反应结果可作为标定黏性阻尼系数的依据，确定适当的补偿阻尼。通过与动力离心模型试验的对比表明，本数值模型可较合理地模拟液化地基中地下结构地震反应的基本特性，为后续深入研究提供了可能。

液化地基中，地震动引起隧道结构内力增长，本算例中增长后隧道结构内力可达静载作用下的 2 倍，在结构设计时应对其给予充分考虑。地铁隧道结构会因地震地基液化发生明显的上浮。设置截断墙的处理方法可限制两侧土体向隧道下方挤入的趋势，从而有效减小结构的上浮。

致谢：所用软件由英国伯明翰大学 CHAN A H C 博士开发，并经本课题组进一步发展。

参考文献：

[1] 佘才高. 南京地铁南北线隧道地基的地震液化问题[J]. 城市轨道交通研究, 2001, **3**: 38－42. (SHE Cai-gao. Analysis of ground layer liquefaction in Nanjing North-South Line[J]. Urban Mass Transit, 2001, **3**: 38－42. (in Chinese))

[2] CHOU H S, YANG C Y, HSIEH B J, CHANG S S. A study of liquefaction related damages on shield tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2001(16): 185－193.

[3] PASTOR M, ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C. Generalized plasticity and the modeling of soil behavior[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1990, 14: 151-190.

[4] ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C, PASTOR M, SCHREFLER B A, SHIOMI T. Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering[M]. New York: John Wiley & Sons, 1998.

[5] CHAN A H C. User manual for DIANA SWANDYNE-II[R]. Glasgow, University of Glasgow, 1989.

[6] CHAN A H C, FAMIYESIN O O, MUIR W D. Numerical prediction for model No. 1[C]// Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. Rotterdam: A A Balkema, 1994: 87－108.

[7] 刘华北, 宋二祥. 可液化土中地铁结构的地震响应[J]. 岩土力学, 2005, **26**(3): 381－386, 391. (LIU Hua-bei, SONG Er-xiang. Earthquake induced liquefaction response of subway structure in liquefiable soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(3): 381－386, 391. (in Chinese)

[8] KATONA M G, ZIENKIEWICZ O C. A unified set of single step algorithms Part 3: The Beta-m method, a generalization of the Newmark scheme[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1985, **21**: 1345－1359.

[9] 刘光磊, 龚成林, 宋二祥, 刘华北. 可液化地层中地铁隧道结构动力离心模型试验[C]// 第七届全国土动力学学术会议论文集. 北京: 清华大学出版社, 2006: 286－291. (LIU Guang-lei, GONG Cheng-lin, SONG Er-xiang, LIU Hua-bei. Dynamic centrifuge tests on subway tunnel in liquefiable soil// Proceedings of the 7th China Conference on Soil Dynamics. Beijing: Tsinghua University Press, 2006: 286－291. (in Chinese)

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net