

# 土体液化动力分析数值模型

唐亮, 凌贤长, 徐鹏举, 高霞, 张勇强, 辛全明

(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150090, hit\_tl@163.com)

**摘要:** 基于有效应力原理, 采用满足 Masing 准则的修正双曲线模型描述土的本构关系, 建立了一种土体液化动力分析的数值模型, 该模型反映出地震引起孔压增长及伴随的土体软化效应且特别考虑了围压对场地液化的影响. 孔压增长模型选用 Ishibashi 和 Sherif 等提出的等效循环孔压模式. 为了验证模型在模拟地震触发场地液化分析的可靠性, 直接针对自由液化场地振动台试验, 建立了自由液化场地地震反应的二维分析模型和计算方法; 土箱-地基边界采用并联弹簧-阻尼器模拟, 体系的动力方程采用 Wilson- $\theta$  逐步积分法求解. 通过试验值与计算值的对比分析, 评估了数值建模途径和计算方法的可靠性; 总体来看, 试验结果与计算结果吻合较好, 一定程度上验证了模型良好的模拟能力和正确性, 可有效地用于场地液化动力分析.

**关键词:** 土体液化; 场地地震反应; 数值模拟; 有效应力法; 振动台试验

中图分类号: U473.1

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2010)04-0521-04

## Numerical model for dynamic analysis of soil liquefaction

TANG Liang, LING Xian-zhang, XU Peng-ju, GAO Xia, ZHANG Yong-qiang, XIN Quan-ming

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China, hit\_tl@163.com)

**Abstract:** This paper presents an effective stress-based numerical model for dynamic analysis of soil liquefaction considering the effect of confining pressure on of dynamic properties soil, which can be used to describe the pore pressure increment and the consequent loss of soil strength due to earthquake-induced shaking. The emendatory hyperbolic model which meets Masing rule is adopted for nonlinear analysis of soils in numerical model. The pore pressure generation is calculated using the equivalent cycle pore pressure model developed by Ishibashi and Sherif et al. To demonstrate the reliability of the new method for dynamic soil liquefaction analysis, a two-dimensional numerical model is directly established to simulate shaking table test for seismic response of liquefiable ground, the parallel spring-damper connection is used to simulate the artificial boundary of computational domain and the Wilson- $\theta$  integral method is selected to solve dynamic equations of seismic response. The results obtained from the new analysis agree well with recorded accelerations and pore pressure ratio in the shaking table test, which shows the reliability and validity of the numerical model.

**Key words:** soil liquefaction; seismic response of ground; numerical simulation; effective stress method; shaking table test

土体液化后强度、刚度变小, 支撑桥梁桩基的土体承载力随之减弱. 土体液化分析便成为可液化场地地基动力稳定性与桥梁工程抗震中一个关键科学问题而备受重视. 然而, 考虑到饱和砂土的

强非线性, 采用简易且合理的本构模型刻画强震下土的非线性特性将是巨大挑战. 土的本构模型如等效线性化模型、循环非线性模型与高级本构模型均可用于场地液化分析. 等效线性化模型以其简单、易行而被广泛采用, 但在描述土的动力属性方面存在明显缺陷; 高级本构模型可较精细地反映土的动力特性, 但由于其本身较复杂且验证难度大, 使得在岩土地震工程分析中难以普及. 土

收稿日期: 2008-08-28.

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划项目(90815009); 教育部留学回国人员科研启动基金(2010年第37批).

作者简介: 唐亮(1981—), 男, 博士研究生;  
凌贤长(1963—), 男, 教授, 博士生导师.

的循环非线性模型是上述两类模型的折衷,既较好反映土的强非线性、辐射阻尼等效应,又具有很好的工程应用前景<sup>[1-2]</sup>. 本文直接针对自由液化场地振动台试验,基于有效应力原理、采用土体循环非线性模型并嵌入孔压增长模型建立了自由液化场地振动台试验数值模拟的动力有限元计算模型,并编制有限元法程序且验证了其可靠性.

### 1 土体液化分析数值模型

#### 1.1 基本假定

①下伏基岩为水平成层半空间连续体,基岩面为不透水边界且各点运动相同;②上覆水平成层的可液化砂层为各向同性均质、半空间连续体;③土层反应模拟为沿着竖直向上传播的二维水平剪切波;④初始地下水为排水边界;⑤地震中可液化砂土层不排水;⑥孔压发生由循环应力控制;⑦简化为平面应变问题.

#### 1.2 土的循环非线性本构模型

砂土与粘土的循环非线性本构模型(剪应力-剪应变关系)通过满足 Masing 准则的修正双曲线应力-应变模型表述为<sup>[3]</sup>

$$\tau = \tau_0 + G_{\max}(\gamma - \gamma_0) \left[ \frac{1}{1 + \frac{|\gamma - \gamma_0|}{n\gamma_y}} \right]$$

式中:  $G_{\max}$  为初始动剪切模量;  $(\gamma, \tau)$  为某点对应的动剪应变、动剪应力;  $(\gamma_0, \tau_0)$  为转向点处的动剪应变、动剪应力;  $\tau_y$  为极限抗剪强度;  $\gamma_y = \frac{\tau_y}{G_{\max}}$  为参考动应变;  $n = |\pm 1 - \tau_c/\tau_y|$  (滞迴曲线上半周取 +1、下半周取 -1) 为荷载因子.  $\tau_y = A_1(\bar{\sigma}_0)^{B_1}$ , 其中,  $\bar{\sigma}_0$  为平均法向压力,  $A_1$  和  $B_1$  为系数.

#### 1.3 围压对土动剪模量和阻尼比影响的考虑

由于土工试验与实际场地存在较大差异,且平均有效围压(简称“围压”)对土的动力性能影响显著,土体液化分析有必要考虑围压对土的动剪切模量与阻尼比的影响<sup>[4]</sup>.

采用经验方程计算粘土与砂土最大剪切模量  $G_{\max}$ <sup>[5]</sup>

$$G_{\max} = 625 \frac{OCR^k}{0.3 + 0.7e^2} \sqrt{P_a \sigma'_m}$$

式中:  $e$  为孔隙比;  $OCR$  为超固结比;  $\sigma'_m$  为平均有效法向应力;  $P_a$  为工程大气压力(单位与  $G_{\max}$  相同).

采用统一式(1)计算土的动剪切模量衰减与阻尼比变化,考虑了有效围压、塑性指标与剪切应

变水平的影响<sup>[6]</sup>.

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI)} \tag{1}$$

式中:  $G$  为剪切模量;  $\gamma$  为剪应变;  $K$  和  $m$  为塑性指标  $PI$  的两个函数

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000101 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\},$$

$$m(\gamma, PI) = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3}).$$

其中  $n$  为塑性指数对衰减曲线的影响系数

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & PI > 70 \end{cases}$$

阻尼比  $\lambda$ <sup>[5-6]</sup> 为

$$\lambda = \frac{0.333[(1 + \exp(-0.0145PI^{1.3}))]}{2} \left\{ 0.586 \left( \frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \left( \frac{G}{G_{\max}} \right) + 1 \right\}$$

#### 1.4 孔压增长模型

假定地震中砂层不排水、孔压由循环剪应力所致. 采用孔压发生经验式

$$\Delta U_N^* = \frac{A_2 N}{N^{A_3} - A_4} (1 - U_{N-1}^*) \left( \frac{\tau_N}{\bar{\sigma}_{N-1}} \right)^\alpha$$

式中:  $\Delta U_N^* = \Delta U_N / \bar{\sigma}_0$  为第  $N$  应力循环中孔压增量与初始平均有效应力之比;  $U_{N-1}^*$  为第  $N-1$  应力循环中孔压与初始平均有效应力之比;  $\bar{\sigma}_{N-1}$  为第  $N-1$  应力循环中平均有效应力;  $\tau_N$  为第  $N$  应力循环的幅值;  $A_{2,3,4}$  为试验参数.

据试验整理出  $\Delta U_N^* / (1 - U_{N-1}^*)$  与  $\tau_N / \bar{\sigma}_{N-1}$  之间关系式<sup>[6]</sup>

$$\frac{\Delta U_N^*}{1 - U_{N-1}^*} = \bar{n} \left( \frac{\tau_N}{\bar{\sigma}_{N-1}} \right)^{A_5} = \frac{C_1}{N^{C_2}} \left( \frac{\tau_N}{\bar{\sigma}_{N-1}} \right)^{A_5}$$

式中:  $\bar{n}$  为循环效应系数;  $C_{1,2}, A_5$  为试验参数.

#### 1.5 退化模型

由于土的动剪切模量和动强度与有效围压成正比,因而随孔压变化,需其作相应修正. 通过式(2)、式(3),将孔压影响体现到对  $G_{\max}$  和  $\tau_y$  修正上. 每一应力循环计算一次孔压增量,并对  $G_{\max}$  和  $\tau_y$  修正一次.

$$G_{\max, N} = G_{\max, N-1} g \left( \frac{\bar{\sigma}_{0, N}}{\bar{\sigma}_{0, N-1}} \right)^{C_3} \tag{2}$$

$$\tau_{y, N} = \tau_{y, N-1} g \left( \frac{\bar{\sigma}_{0, N}}{\bar{\sigma}_{0, N-1}} \right)^{B_2} \tag{3}$$

式中:  $C_3$ 、 $B_2$  为试验参数,脚标  $N-1$  表示修正前的值,脚标  $N$  表示修正后的值<sup>[7-8]</sup>。

## 2 自由液化场地振动台试验数值模拟

### 2.1 试验概况

自由液化场地振动台试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室完成,采用美国 MTS 电液伺服驱动式三向模拟地震振动台装置. 土箱为一  $2.0\text{ m} \times 1.5\text{ m} \times 2.0\text{ m}$  的水平层状剪切变形钢制容器<sup>[9]</sup>. 地基上覆粘土层厚  $0.3\text{ m}$ 、下伏砂层厚  $1.6\text{ m}$ ,采用上海粉质粘土、中细砂(过筛而未经洗涤),砂的不均匀系数  $3.3$ 、平均粒径  $0.34\text{ mm}$ 、最大粒径  $2\text{ mm}$ . 传感器布置见图 1,试验加载工况见表 1,每一工况加载均待孔压基本消散后进行。

表 1 试验加载工况

工序	输入地震波	加速度峰值
1	白噪声(NS向)	0.02g
2	El Centro波(NS向)	0.15g
3	El Centro波(NS向)	0.5g

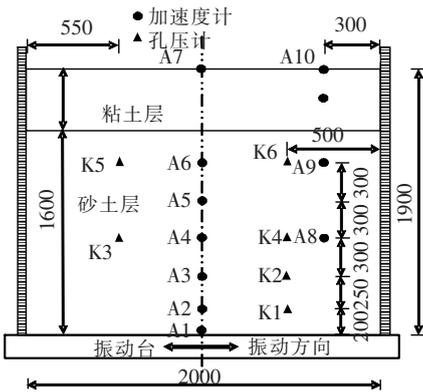


图 1 传感器布置图 (mm)

### 2.2 数值模拟

#### 2.2.1 有限元计算模型

基于上述考虑,确立自由液化场地振动台试验数值模拟的动力有限元计算模型. 采用等参数任意凸四边形单元剖分地基土层,将地基-土箱界面处理为水平向并联弹簧-阻尼器边界(粘性阻尼器系数  $C_b$  和线性弹簧系数  $K_b$ <sup>[7]</sup>,  $C_b = \rho c$ ,  $K_b = \frac{G}{2r_b}$ ,  $r_b$  为介质截断半径,竖直向为自由约束。

基底垂直向约束处理成固定边界,水平向输入地震动且直接施加到基底土节点之上. 经有限元法离散后,建立二维应力状态下体系的运动方程,并据此编制动力有限元计算程序. 通过等参元分析技术建立土单元刚度矩阵. 采用瑞利阻尼型式. 由 Wilson- $\theta$  法逐步积分求解体系动力时程. 据试

验工况,数值模拟计算先后输入  $0.15\text{ g}$  El Centro 波、 $0.5\text{ g}$  El Centro 波。

#### 2.2.2 计算参数

试验地基砂土密度为  $1.63\text{ g/cm}^3$ 、孔隙比  $0.579$ 、含水量  $32.4\%$ 、饱和度  $76.1\%$ 、初始动剪切模量  $35.26\text{ MPa}$ 、阻尼比  $26\%$ ,粘土密度为  $1.97\text{ g/cm}^3$ 、含水量  $16.5\%$ 、液限  $34.3\%$ 、塑限  $20.8\%$ 、液性指数  $13.5$ 、液性指数  $0.933$ 、初始动剪切模量  $30.78\text{ MPa}$ 、阻尼比  $21\%$ 。

### 2.3 结果分析

#### 2.3.1 地基加速度反应对比

$0.15\text{ g}$  El Centro 波、 $0.5\text{ g}$  El Centro 波输入下,试验与计算的砂层地基加速度峰值基本相当,如图 2 所示;只是  $0.5\text{ g}$  El Centro 波输入下,试验加速度峰值较计算加速度峰值更大,且试验加速度峰值时刻明显滞后于计算加速度峰值时刻,造成如此误差可能与计算选取得土的本构模型不能精确描述土体液化后大变形本构关系有关。

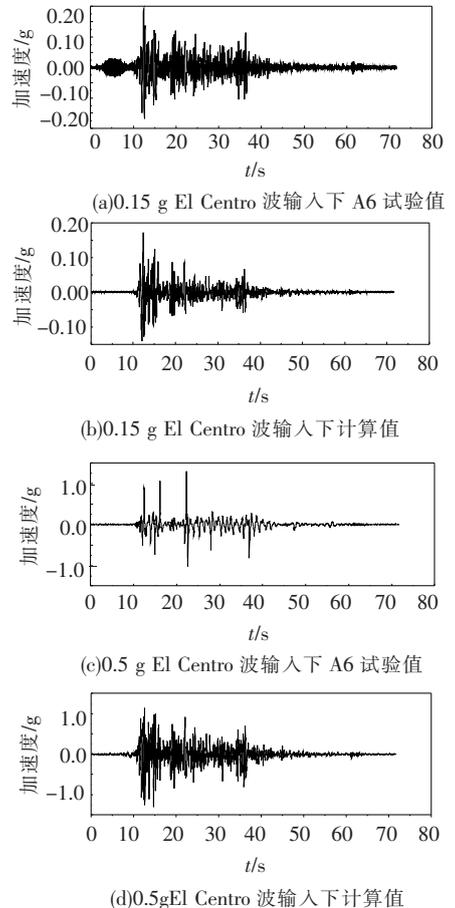


图 2 砂层加速度反应试验值与计算值对比

#### 2.3.2 孔压比反应对比

$0.15\text{ g}$  El Centro 波、 $0.5\text{ g}$  El Centro 波输入下,砂层孔压比试验值与计算值大小基本一致,并随着地基加速度峰值来临,孔压比急剧增大,如图 3 所示,但是孔压比试验值与计算值存在 4 点差别:

其一,试验曲线峰值后孔压有消散趋势,而计算未获得峰值后消散曲线,这由于数值模拟选用孔压模型只能模拟孔压增长过程且采用每一应力循环计算孔压增量的办法,故无法模拟峰值后因孔隙水排出和土层流动引起孔压消散过程,致使峰值后曲线趋于水平;其二,计算曲线峰值明显较试验曲线峰值小,这主要由于计算中假定土的本构关系前后未变,而实际上随着土的变形累积、孔压升高,土体发生动力软化效应,特别是至孔压峰值阶段土的软化程度最大,而数值模拟采取每一应力循环计算孔压增量方法;其三,0.15g El Centro 波条件下孔压比上升较 0.5g El Centro 波条件下孔压比上升稍微缓慢;其四,输入波峰值到达时,试验曲线出现“瞬时负孔压”,有些学者认为这是由于土体瞬时剪胀所致<sup>[10]</sup>,本文推测的另一原因也许是振动中孔压计与土体之间产生相对运动而引起孔压计内腔压力大幅度减小,因而表现为负孔压.而数值模拟则无法再现此现象,计算曲线中则无此趋势.

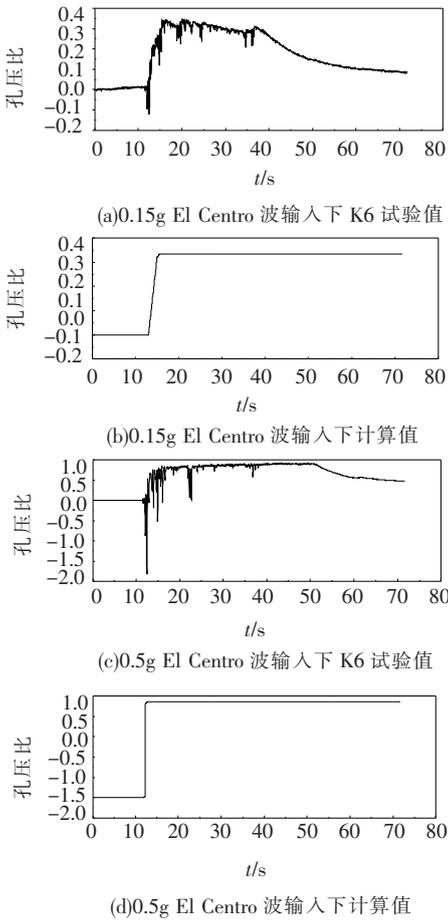


图 3 砂层孔压比试验值与计算值对比

### 3 结 语

建立了可反映随土体孔压累积增长、强度逐

渐丧失且考虑围压对土体动力属性影响的场地液化分析数值模型,并针对自由液化场地振动台试验,建立了自由液化场地振动台试验数值模拟的动力有限元二维计算模型.总体来看,试验值与计算值吻合较好,一定程度上验证了模型良好的模拟能力和正确性,可有效地用于场地液化动力分析.但是,数值模型还存在诸多改进地方.今后,拟在以下方面进一步完善土体液化分析数值模拟方法:选用更适宜土的本构模型;实现峰值后孔压消散全过程模拟;进一步完善基本假定而使之更符合实际;合理选取模型的参数.

### 参考文献:

[1] DAVIS R O, BERRILL J B. Energy dissipation and seismic liquefaction in sands [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1982, 10(1): 117 - 129.

[2] TOKIDA K. Simplified procedure to estimate flow by soil liquefaction [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1993(6): 381 - 396.

[3] PYKE R. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings [J]. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, 1979, 105(6): 715 - 726.

[4] VUCETIC M, DOBRY R. Effect of Soil Plasticity on cyclic responses [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1991(1): 89 - 107.

[5] HARDIN B, IWASAKI T, Tatsuoka, F., Takagi Y. Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading [J]. Soil and Foundations, 1978, 18(1): 39 - 56.

[5] HARDIN B, DRNEVISH O. Shear modulus and damping in soils; design equation and curve [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1972, 98(7): 667 - 692.

[6] ISHIBASHI I, ZHANG X. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay [J]. Soils and Foundations, 1993, 33(1): 182 - 191.

[7] 丰万玲, 石兆吉. 判别水平土层液化势的孔隙水压力分析方法 [J]. 工程抗震与加固改造, 1988, (4): 67 - 73.

[8] 石兆吉, 王兰民. 土壤动力特性——液化势及危害性评价 [M]. 北京: 地震出版社, 1999.

[9] 伍小平, 孙利民, 胡世德, 等. 振动台试验用层状剪切变形土箱的研制 [J]. 同济大学学报, 2002, 30(7): 781 - 785.

[10] 凌贤长, 王臣, 王志强, 等. 自由场地液化大型振动台模型试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(6): 138 - 143.

(编辑 赵丽莹)