

马睿,李小军,荣棉水,等. 2024. 考虑砂土孔压影响的场地土层地震反应时域分析方法[J]. 地震研究, 47(4): 609–618, doi: 10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0014.

Ma R, Li X J, Rong M S, et al. 2024. Time-domain analysis method of seismic response of soil layer site considering the pore-water pressure change of sandy soil [J]. *Journal of Seismological Research*, 47(4): 609–618, doi: 10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0014.

考虑砂土孔压影响的场地土层地震反应时域分析方法*

马睿, 李小军^{*}, 荣棉水, 董青

(北京工业大学 城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 基于动态骨架曲线土体动力本构模型, 应用适用于非规则荷载作用下的砂土孔压增长公式, 推导出一个适用于砂土场地的动力应力-应变关系式, 并提出了一种考虑砂土孔压影响的场地土层地震反应时域分析方法。基于 Matlab 平台编写了场地土层地震反应计算程序。利用美国加纳山谷岩土台阵的观测数据, 对所提出的地震反应时域分析方法进行验证。结果表明: 该方法可以较好地模拟含饱和砂土的场地地震反应分析中孔压变化对场地地震动的影响, 并得到了与实际观测记录拟合较为良好的孔压曲线, 证明了方法的实用性及计算结果的合理性。

关键词: 地震动; 砂土地; 孔压; 时域分析方法

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0666(2024)04-0609-10
doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0014

0 引言

地球地表分布着复杂的覆盖土层, 土层中若存在砂土类土体, 剧烈的地震动会使砂土中孔隙压力(以下简称“孔压”)迅速增大, 所产生的孔压会显著降低场地砂土层的强度, 甚至会出现场地液化现象, 进而对含砂土地上的建筑物造成严重的破坏。因此, 开展场地土层地震反应分析, 探讨砂土孔压变化对场地地震动的影响, 合理地评估场地砂土液化效应是工程建设抗震设防中需要重点关注的问题。建立实用可靠的考虑砂土孔压变化影响的场地土层地震反应的时域分析方法, 可为解决相关问题提供手段。

选择合适的土体动力本构模型是进行场地地震反应分析的基础和重要工作内容。土体弹塑性动力本构模型中的双曲线模型在场地地震反应分析中被广泛使用。Masing 法则 (Masing, 1926) 提

出后, 有学者针对应力值有可能超过土体极限应力值的现象, 对其进行了补充扩展 (Rosenblueth, Herrera, 1964; Newmark, Rosenblueth, 1971), 并将 Masing 法则中的二倍关系修改为 n 倍 (Pyke, 1979)。王志良和韩清宇 (1981) 对 Masing 法则进行了修正, 得到的应力-应变关系模型可同时满足 $G/G_0 - \gamma$ 关系与 $\lambda - \gamma$ 的试验结果。Martin 和 Seed (1982) 提出了三参数 Davidenkov 本构模型, 赵丁凤等 (2017) 对 Davidenkov 本构模型进行了修正, 解决了扩展 Masing 法则中的上大圈准则, 并解决了该法则在计算过程中需要的记录数据过大的问题。李小军 (1992a) 提出了基于动态修正骨架曲线的思路, 建立了动态骨架曲线及相应的土体动力本构模型。李小军和廖振鹏 (1994) 结合阻尼比退化系数给出了土体动力本构模型的函数表达式, 其形式简单。该模型在考虑土体塑性变形特性的同时, 还满足试验结果的 $G/G_0 - \gamma$ 与 $\lambda - \gamma$ 关系。在此基础上, 李小军 (1992b) 利用

* 收稿日期: 2023-01-17.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51878625).

第一作者简介: 马睿 (1998-), 硕士研究生在读, 主要从事场地地震动影响研究. E-mail: 184202612@qq.com.

通信作者简介: 李小军 (1965-), 教授, 博士, 主要从事地震工程研究. E-mail: beerli@vip.sina.com.

土体动态骨架曲线与显式差分法建立了场地土层地震反应分析的时域积分方法。卢滔 (2003) 和荣棉水等 (2013) 基于土体动态骨架曲线应力 - 应变关系结合中心差分法以及多次透射边界条件 (Liao, Wong, 1984), 建立了场地土层地震反应分析的时域积分方法, 并对土体动力特性参数拟合等方面进行了完善, 编制了一种通用的计算程序。

含有饱和砂土层的场地, 在地震过程中砂土层中孔压的变化会对场地土层产生影响, 所以研究人员十分关注地震时砂土层中孔压的变化特征及其影响, 并得到了大量关于孔压模式的研究成果。如 Seed 等 (1976) 利用大量的动三轴试验数据得到了均等固结条件下砂土孔压比与振动次数比之间的关系; 魏汝龙等 (1983)、何广讷 (1983)、Poulos (2002) 对 Seed 等 (1976) 所提出的孔压模式进行了不同形式的修正与推广, 使其可以适用于不均等固结条件等一系列复杂的工况; Sherif 等 (2008)、刘颖等 (1981)、Kagawa 和 Kraft Jr (1981)、丰万玲和石兆吉 (1988) 基于动三轴及动扭剪试验的结果, 发现孔压的增长主要受动应力幅值、循环次数、应力历史、固结比中的部分因素或全部因素所影响, 分别提出了不同的孔压增长模式; 王天颂等 (1983) 通过动三轴试验, 提出了一种可以分析非均等固结条件下的饱和砂土层孔压增长与消散的模型。考虑到建立孔压模式所用的数据一般都是通过动三轴试验得到, 动三轴试验的应力条件与边界条件与实际场地的液化土存在较大的差异, 付海清等 (2018) 并将提出了一种砂土孔压模式, 认为孔压增长受到应力历史、应力强度、循环次数以及固结比等因素的影响, 并将影响简化为线性耦合, 这一简化处理具有较高的精度。孙锐等 (2018) 基于动三轴试验数据得到了砂土孔压与最大剪切模量之间的关系, 给出了循环最大剪切模量比随孔压比的变化模式的统一模式, 认为在孔压增加的情况下循环砂土最大剪切模量计算公式可表达成与砂土类型及密度无关的统一线性关系式, 且孔压比等于最大剪切模量的相对减少量。这为地震反应分析中考虑孔压变化因素提供了实用途径。

本文基于荣棉水等 (2013) 提出的场地土层地震反应分析时域积分方法, 参考了付海清等 (2018) 提出的孔压增长模式及孙锐等 (2018)

提出的通过孔压对最大剪切模量的修正, 得到了考虑孔压影响的砂土动态骨架曲线应力 - 应变关系, 提出了考虑土体动力孔压变化影响的场地土层地震反应分析方法, 并编制了基于 Matlab 平台的计算程序; 将本文方法应用于美国加纳山谷岩土台阵的观测数据验证其实用性和有效性。

1 时域积分方法的构建

1.1 基本思路

本文构建场地土层地震反应分析时域积分方法的基本思路如下: ①选取场地土层地震反应分析的弹性半空间上覆盖非线性土层计算模型, 模型中含饱和砂土层; ②建立可以考虑砂土孔压影响的土体动力本构模型, 推导出相应的应力 - 应变关系式。本构模型构建中, 以土体动态骨架曲线本构模型为基础, 选取适用于非规则荷载作用下的孔压增长模型和实用的孔压与最大剪切模量及极限剪应力的关系, 推导出可以考虑孔压影响的土体动力应力 - 应变关系式; ③采用显式中心差分方法, 结合多次透射边界条件和本文建立的土体动力应力 - 应变关系, 模拟土层模型中的波传播; ④基于 Matlab 平台编制相应的计算程序。

1.2 孔压增长模型

付海清等 (2018) 提出了计算非规则作用下孔压增长模型, 并通过试验确定了公式中的各项系数。该模型认为 ΔU_N 受应力历史、应力强度、循环次数以及固结比 4 个因素的线性耦合影响, 即:

$$\Delta U_N = F_1(H) \cdot F_2(I) \cdot F_3(N) \cdot F_4(K_c) \quad (1)$$

式中: F_1 为应力历史影响项; F_2 为应力强度影响项; F_3 为循环次数效应项; F_4 为固结比影响项, 水平自由场地固结比 K_c 一般为 1.6, 相应的 F_4 取值为 1.0。

应力历史影响项表示振动循环开始时, 孔压的增长不受应力历史影响, 当场地土体完全液化时, 应力历史影响项对孔压比增量的影响达到峰值, 其表达式为:

$$F_1(H) = 1 - U_N \quad (2)$$

应力强度影响项表示为:

$$F_2(I) = \left[\frac{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot A}{(1 - U_{N-1})g} \right]^\alpha \quad (3)$$

式中: α 为与砂土密实度相关的系数, 具体取值见表1, 表中 C_1 , C_2 , C_3 是与砂土密实度相关的系数; β_1 是由埋深决定的系数, 由应力折减计算公式计算得到, 具体取值见表2; β_2 为上覆层实际重度与有效重度的比值, 需要依照场地实际情况来具体计算; A 为水平加速度幅值, 单位为 m/s^2 ; g 为重力加速度, 一般取 10 m/s^2 。

表1 砂土密实度参数表

Tab.1 Sand compactness parameter

砂土类型	C_1	C_2	C_3	α
松砂	-1.26	0.35	-0.018	1.71
中密砂	-1.48	0.21	-0.001	1.60
密砂	-1.87	0.18	-0.008	1.54

表2 埋深影响系数表

Tab.2 Soil depth influence coefficients

埋深/m	0 ~ 5	5 ~ 10	10 ~ 15	15 ~ 20
埋深影响系数 β_1	1.00	0.92	0.83	0.67

循环次级效应项表示为:

$$F_3(N) = e^{C_1 + C_2 N + C_3 N^2} \quad (4)$$

式中: e 为自然常数; C_1 、 C_2 、 C_3 是与砂土密实度有关的系数, 具体取值见表1。

1.3 砂土体最大剪切模量和极限剪应力的孔压影响修正

饱和砂土场地遭遇地震动作用时, 孔压的增长会降低土体的最大剪切模量和抗剪强度。因此, 进行场地土层地震动反应分析时, 需要利用最大剪切模量及抗剪强度与孔压之间的关系对砂土体应力—应变关系进行修正。本文采用孙锐等(2018)基于动三轴试验所提出的最大剪切模量及抗剪强度修正关系, 即:

$$\begin{cases} G_{\max, N} = G_{\max, 0} (1 - U_N) \\ \tau_{\text{uly}, N} = \tau_{\text{ult}, 0} (1 - U_N) \end{cases} \quad (5)$$

式中: $G_{\max, N}$ 为第 $N-1$ 次循环后的最大剪切模量;

$\tau_{\text{uly}, N}$ 为第 $N-1$ 次循环后的极限剪应力。 $U_N = \mu_N / \sigma'_V$, 即该层第 N 次循环时孔压与初始有效上覆应力的比值。

1.4 考虑孔压影响的土体动态骨架曲线应力—应变关系

将修正关系式(5)引入动态骨架曲线应力—应变关系中, 得到考虑饱和砂土孔压影响的土体动态骨架曲线应力—应变关系:

$$\tau(\gamma) = \begin{cases} \tau_c + K \left[\frac{G_{\max, N}(\gamma - \gamma_c)}{1 + \left| \frac{\gamma - \gamma_c}{2\gamma_r'} \right|} - \frac{\pm \tau_M - \tau_c}{\pm \gamma_M - \gamma_c} (\gamma - \gamma_c) \right] & (|\gamma| \leq \gamma_m) \\ \frac{G_{\max, N} \gamma}{1 + |\gamma| \gamma_r} & (|\gamma| \geq \gamma_m) \end{cases} \quad (6)$$

式中: K 为考虑拟合试验阻尼比值的修正系数, 其表达式如下:

$$K(\gamma_0) = \frac{\pi \gamma_0^2 \lambda(\gamma_0)}{2\gamma_0(2\gamma_r' + \gamma_0) - 4\gamma_r'(\gamma_0) \ln(1 + \frac{\gamma_0}{\gamma_r'})} \quad (7)$$

且 γ_r' 和 γ_0 计算公式为:

$$\gamma_r' = \left(\pm \frac{2G_{\max, N}}{\pm \tau_M - \tau_c} \mp \frac{2}{\gamma_M - \gamma_c} \right)^{-1} \quad (8)$$

$$\gamma_0 = \frac{|\pm \gamma_M - \gamma_c|}{2} \quad (9)$$

反之取“-”。

1.5 场地土层运动方程的建立及数值积分的求解

将复杂的场地模型简化为一维土层模型, 定义模型中基岩、上覆土体及土体自由面皆水平成层; 定义地表水平加速度仅由基岩处的垂直向上的剪切波引起。将土层分成 N 个厚度为 h_n 的土层 ($n=1, \dots, N$), 且各土层的计算厚度满足:

$$\begin{cases} h_n \geq C_n \Delta t \\ h_n = \left(\frac{1}{6} \sim \frac{1}{12} \right) T_{\min} C_n \end{cases} \quad (10)$$

式中: C_n 为第 n 层土层的剪切波速; T_{\min} 为输入地震动中需要考虑的频率成分的最小周期。设土体

运动速度为 $v(z, t)$ 、剪应力为 $\tau(z, t)$ 、剪应变为 $\gamma(z, t)$ ，可建立土层中介质的运动方程、变形相容方程及土体本构方程如下：

$$\begin{cases} \frac{\Delta \tau}{\Delta x} = \rho \frac{\Delta v}{\Delta t} \\ \frac{\Delta \gamma}{\Delta t} = \frac{\Delta v}{\Delta t} \\ \tau = \tau(\gamma) \end{cases} \quad (11)$$

式中： ρ 为土层或者基岩的密度； t 为时间。采用中心差分法求解方程式 (11)，可以得到：

$$\rho_n \frac{v_n^p - v_n^{p-1}}{\Delta t} = \frac{\tau_{n+0.5}^{p-0.5} - \tau_{n-0.5}^{p-0.5}}{\Delta z_n} \quad (12)$$

$$\frac{\gamma_{n+0.5}^{p+0.5} - \gamma_{n+0.5}^{p-0.5}}{\Delta t} = \frac{v_{n+1}^p - v_{n+0.5}^p}{\Delta z_n} \quad (13)$$

$$\tau_n^p = \tau(\gamma_n^p) \quad (14)$$

式中：

$$\Delta z_n = \frac{h_n + h_{n-1}}{2} \quad (15)$$

$$\rho_n = \frac{\rho_n h_n + \rho_{n-1} h_{n-1}}{2 \Delta z_n} \quad (n = 1, 2, 3, \dots, N) \quad (16)$$

计算初始条件为：

$$\begin{cases} \rho_0 = 0 \\ \Delta z_0 = 0 \\ \tau_{-0.5}^{p-0.5} = 0 \\ v_{n+1}^p = v_b^p \\ v_n^0 = 0 \\ \tau_{n-0.5}^{p-0.5} = 0 \end{cases} \quad (17)$$

式中： v_n^p 表示 p 时刻第 n 层计算土层顶面处的速度； $\tau_{n+0.5}^p$ 、 $\gamma_{n+0.5}^p$ 分别表示在 p 时刻第 n 层计算土层中心处的剪应力及剪应变。

弹性半空间中的土体单元无法使用上述方法进行求解，需要通过设置人工边界条件来确定，本文选取多次透射边界作为模拟边界，计算公式为：

$$v_{bR}^{p+1} = \sum_{j=1}^J (-1)^{j+1} C_j^J v_{jR}^{p+1-j} \quad (18)$$

$$C_j^J = \frac{J!}{(J-j)! j!} \quad (19)$$

式中： J 为多次透射公式的阶数； C_j^J 为二阶项系数。当 $J=1$ 时，多次透射边界公式即退化为一阶透射公式，即：

$$v_{bR}^{p+1} = v_{1R}^p \quad (20)$$

式中： v_{1R}^p 是坐标为 z_N 的内节点在 $t=p\Delta t$ 时刻的外行波； v_{bR}^{p+1} 为人工边界在 $t=(p+1)\Delta t$ 时刻的外行波。若已知人工边界在 $t=(p+1)\Delta t$ 时刻的入射波场为 v_{bI}^{p+1} ，则人工边界在 $t=(p+1)\Delta t$ 时刻的总场，即人工边界节点速度反应为：

$$v_b^{p+1} = v^{p+1bR} + v_{bI}^{p+1} \quad (21)$$

1.6 计算流程

使用修正后的土体动态应力-应变关系，建立时域积分方法并进行数值积分求解。在 Matlab 平台上编写代码，得到考虑砂土孔压影响的场地土层地震反应的时域计算程序，命名为 Sand Pore Pressure One-dimensional Time Domain (以下简称 SPODTD)。

2 计算分析实例

2.1 方法验证

本文使用美国加纳山谷岩土台阵 (Garner Valley Downhole Array, 简称 GVDA) 所观测到的地震动加速度记录和孔压变化记录，检验本文所构建的考虑砂土孔压影响的场地土层地震反应的时域计算方法的实用性和有效性，并同时与不考虑砂土孔压影响的场地土层地震反应计算结果进行比较，分析砂土孔压变化对场地地震动的影响。GVDA 场地放置了 4 个电导压计来测量孔压变化，分别布置在地下 4.0 m、6.0 m、8.5 m 以及 12.3 m 处，分别对应模型中的第六、九、十一、十三层。并且放置了 7 个井下加速度计，分别位于地下 6 m、15 m、22 m、50 m、150 m、220 m 和 500 m 处。表 3 为 GVDA 场地勘测报告数据 (Youd *et al*, 2004)，表 4 为根据 GVDA 场地所建立的场地土层地震反应分析模型。因 GVDA 场地所提供的数据中并没有提供各类砂土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变之间的关系参数，本文计算分析中使用的是其它相应砂土类试验数据，见表 5。

表 3 GVDA 台阵勘测报告数据

Tab. 3 Data from the GVDA site survey report

层数	土类	埋深/m	层厚/m	$\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	$V_p/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	$V_s/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	Q_p	Q_s
1	粉砂	0 ~ 1	1.00	1.95	400	90	15	10
2		1 ~ 2	1.00	1.95	400	130	15	10
3	砂质粉土	2 ~ 4	2.00	2.00	400	165	15	10
4		4 ~ 6	2.00	2.00	400	190	15	10
5	密实砂	6 ~ 8	2.00	2.00	1 525	215	15	10
6		8 ~ 11.5	3.50	2.00	1 525	240	15	10
7	密实砂	11.5 ~ 15	3.50	2.00	1 525	260	15	10
8		15 ~ 18	3.00	2.05	1 600	285	15	10
9		18 ~ 22	4.00	2.20	1 600	450	15	10
10	全风化花岗岩到花岗岩	22 ~ 30	8.00	2.40	2 000	550	20	15
11		30 ~ 40	10.00	2.40	2 000	550	20	15
12		40 ~ 45	5.00	2.40	2 000	550	20	15
13		45 ~ 50	5.00	2.80	2 000	550	20	15
14		50 ~ 58	8.00	2.80	2 000	550	20	15
15		58 ~ 87	29.00	2.80	2 150	650	20	15
16		87 ~ 150	63.00	2.80	2 820	1 632	50	30
17		150 ~ 219	69.00	2.80	2 820	1 632	50	30
18		219 ~ 501	282.00	2.80	5 190	3 000	100	50
19		501 ~ 600	351.00	2.80	5 190	3 000	100	50
20		600 ~ 3 000	2 499.00	2.80	5 250	3 050	1 000	500
21		3000 ~ 5 000	2 000.00	2.80	5 250	3 050	1 000	500
22		> 5 000	2 000.00	2.80	6 220	3 490	1 000	500

表 4 根据 GVDA 场地建立的场地土层地震反应分析模型

Tab. 4 Seismic response analysis model for soil layers established based on GVDA site

层数	层厚/m	埋深/m	土类	$\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	$V_p/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	$V_s/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	DR (%)	土类
1	0.50	0.50	粉砂	1.95	400	90	60	1
2	0.50	1.00	粉砂	1.95	400	90	60	1
3	0.50	1.50	粉砂	1.95	400	130	60	1
4	0.50	2.00	粉砂	1.95	400	130	60	1
5	1.00	3.00	砂质粉土	2.00	400	165	95	2
6 *	1.00	4.00	砂质粉土	2.00	400	165	95	2
7	1.00	5.00	砂质粉土	2.00	400	190	95	2
8	1.00	6.00	砂质粉土	2.00	400	190	95	2
9 *	1.00	7.00	密实砂	2.00	1 525	215	90	3
10	1.00	8.00	密实砂	2.00	1 525	215	90	3
11 *	1.75	9.75	密实砂	2.00	1 525	240	90	3
12	1.75	11.50	密实砂	2.00	1 525	240	90	3
13 *	1.75	13.25	密实砂	2.00	1525	260	90	3
14	1.75	15.00	密实砂	2.00	1 525	260	90	3
15	1.50	16.50	密实砂	2.00	1 600	285	90	3
16	1.50	18.00	密实砂	2.05	1 600	285	90	3
17	2.00	20.00	密实砂	2.05	1 600	450	90	3
18	2.00	22.00	密实砂	2.05	1 600	450	90	3
19	2.00	24.00	基岩	2.20	2 000	550	100	4
20	2.00	26.00	基岩	2.20	2 000	550	100	4
21	2.00	28.00	基岩	2.20	2 000	550	100	4
22	2.00	30.00	基岩	2.20	2 000	550	100	4

注：* 为计算输出层。

表 5 各类砂土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变的关系

Tab. 5 Relationship between dynamic shear modulus ratio and damping ratio values and shear strain for each soil body

土类	深度/m	参数	剪应变/($\times 10^{-4}$)							
			0.05	0.1	0.5	1	5	10	50	100
粉砂	0 ~ 2.0	G/G_{\max}	0.990	0.930	0.830	0.620	0.370	0.160	0.060	0.020
		ξ	0.015	0.022	0.035	0.069	0.120	0.176	0.207	0.217
砂质粉土	3.0 ~ 6.0	G/G_{\max}	0.990	0.950	0.880	0.720	0.480	0.230	0.100	0.030
		ξ	0.010	0.014	0.023	0.048	0.091	0.150	0.191	0.211
密实砂	7.0 ~ 22.0	G/G_{\max}	0.990	0.990	0.970	0.930	0.840	0.640	0.390	0.180
		ξ	0.002	0.003	0.004	0.009	0.021	0.053	0.102	0.159
基岩	23.0 ~ 30.0	G/G_{\max}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
		ξ	0.008	0.010	0.015	0.021	0.030	0.036	0.046	0.050

选取编号为“214151344”的地震动记录作为计算分析样本，震级为 5.2，震源深度为14.2 km。其地震动加速度记录（Youd *et al*，2004），如图 1 所示。根据 SPODTD 程序计算得到有孔压和无孔压的地表加速度时程曲线的及其相应的加速度反应谱对比，如图 2 所示。由图 2a 可知，使用 SPODTD 程序计算得到的地表加速度峰值略低于原始观测记录，两者地表加速度时程大致相同。由图 2b 可知，在长周期成分，SPODTD 程序计算的加速度反应谱与实际观测记录的比较一致；在短周期成分，计算的加速度反应谱与实际观测记录相地较小；在 $T=1.0$ s 附近，计算的加速度反应谱相地较高。但两者的加速度反应谱曲线整体趋势较为相似，考虑到观测记录的误差，笔者认为该计算结果可以验证 SPODTD 程序计算结果的有效性。

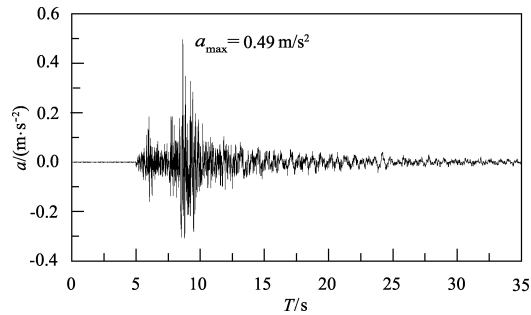


图 1 输入地震动加速度记录波形

Fig. 1 The input ground motion curve

由模型中不同层原始观测孔压及 SPODTD 程序计算孔压结果（图 3）可知，由程序计算得到的孔压增长曲线与观测孔压的增长趋势上基本保持

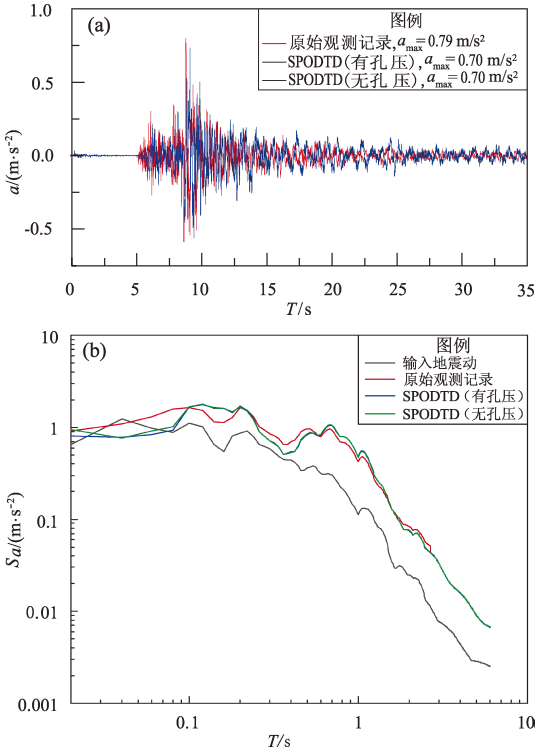


图 2 GVDA 台阵加速度原始观测曲线、SPODTD 程序计算的加速度曲线 (a) 及其加速度反应谱 (b)

Fig. 2 Time - history curves of the acceleration recorded by GVDA and the acceleration calculated with SPODTD software (a) and their corresponding acceleration response spectrums (b)

一致两者，震动结束后也基本一致，因程序所使用的孔压增长模型不能考虑孔压消散的影响，所以程序计算得到的最终孔压略高于观测孔压。随着深度的增加，孔压增长也随之下降，程序计算

得到的孔压增长与观测孔压的吻合度也在提升。

为研究孔压对场地地震反应分析的影响,笔者从地震动三要素进行分析。由图 1、2a 可知,基岩输入地震动加速度峰值为 0.49 m/s^2 , SPODTD 程序计算的地表加速度峰值为 0.70 m/s^2 , 放大比例为 143%; 不考虑孔压时, 程序计算地表加速度峰值为 0.73 m/s^2 , 放大比例为 149%, 其结果略高于考虑孔压时的计算结果, 这表明孔压的存在

会略微降低地表加速度的峰值。根据括弧持时的概念, 计算加速度持时, SPODTD 程序计算得到的考虑孔压和不考虑孔压的地表加速度持时分别为 26.99 s 和 26.67 s, 两者基本一致, 孔压的存在并没有对其造成影响; 由图 2b 可知, 孔压存在时, 加速度反应谱在短周期 ($T < 0.3 \text{ s}$) 出现较为明显的衰减现象; 对长周期成分, 孔压的存在并没有造成明显的影响。

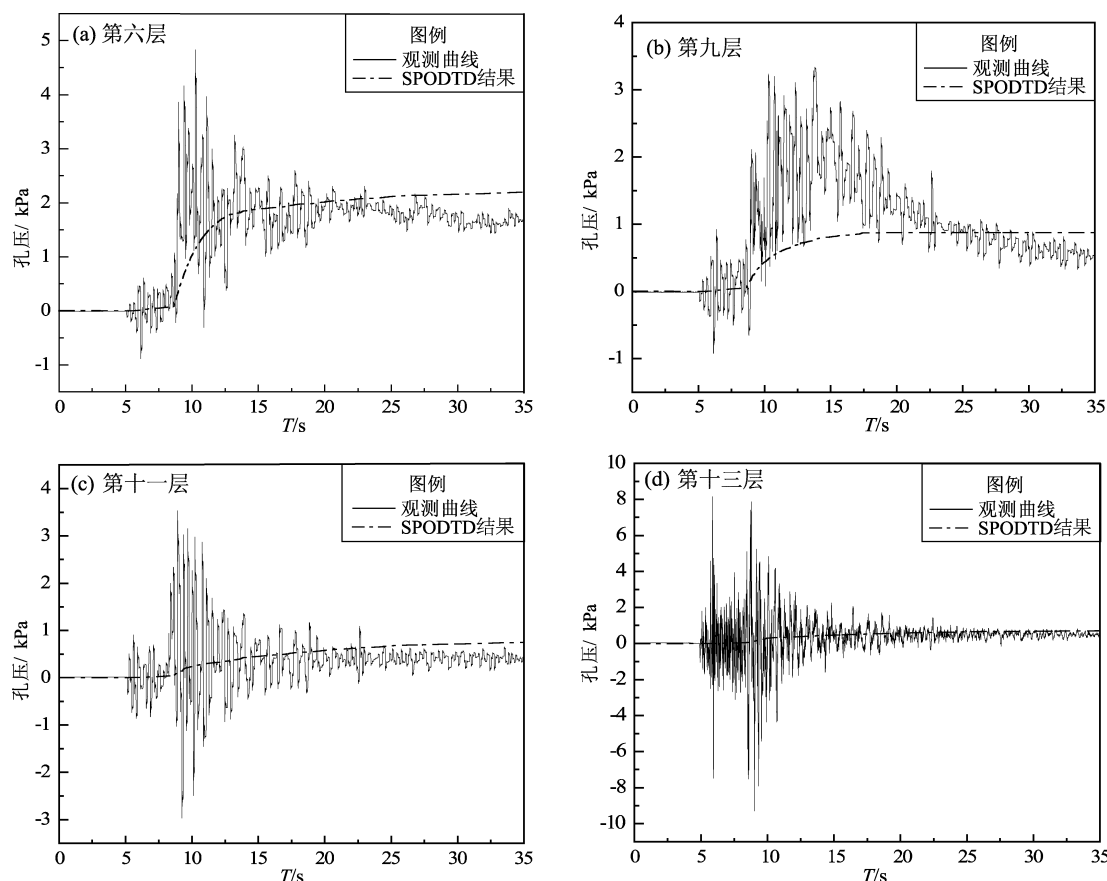


图3 第六(a)、第九(b)、第十一(c)、第十三(d)层土层孔压原始观测孔压和 SPODTD 程序计算孔压
Fig. 3 Original sand the calculated pore water pressures on the 6th(a), 9th(b), 11th(c), and 13th(d) soil layer

2.2 敏感性分析

为进一步研究孔压对砂土地震反应分析的影响, 将输入地震动分别放大 0.5 倍、1 倍、2 倍以及 5 倍进行计算, 计算结果如图 4 所示。

由图 4 可知, SPODTD 程序计算得到的有无孔压时的加速度反应谱之间存在一些差异的, 主要表现在考虑砂土孔压影响的场地地表地震动中短周期成分减少, 而孔压对长周期成分影响不大, 这较好符合了孔压对场地地震动的影响的一般规律, 因此孔压对场地地震动所产生的影响是需要

考虑的。整体上, 是否考虑砂土孔压影响的场地地表地震动加速度反应谱谱形整体上较相似。4 种幅值地震动条件下, 砂土孔压对场地地表加速度反应谱造成的影响最大差值 (均取绝对值) 分别为 19.1%、19.9%、25.3%、25.9%, 平均差值则分别为 0.61%、2.20%、3.81%、7.23%; 随着地震动幅值的增大, 孔压对长周期成分的影响也随之增大。但由于本文计算的算例有限, 还需更多的算例来验证本文方法, 产生此现象的具体原因也仍需进一步分析。

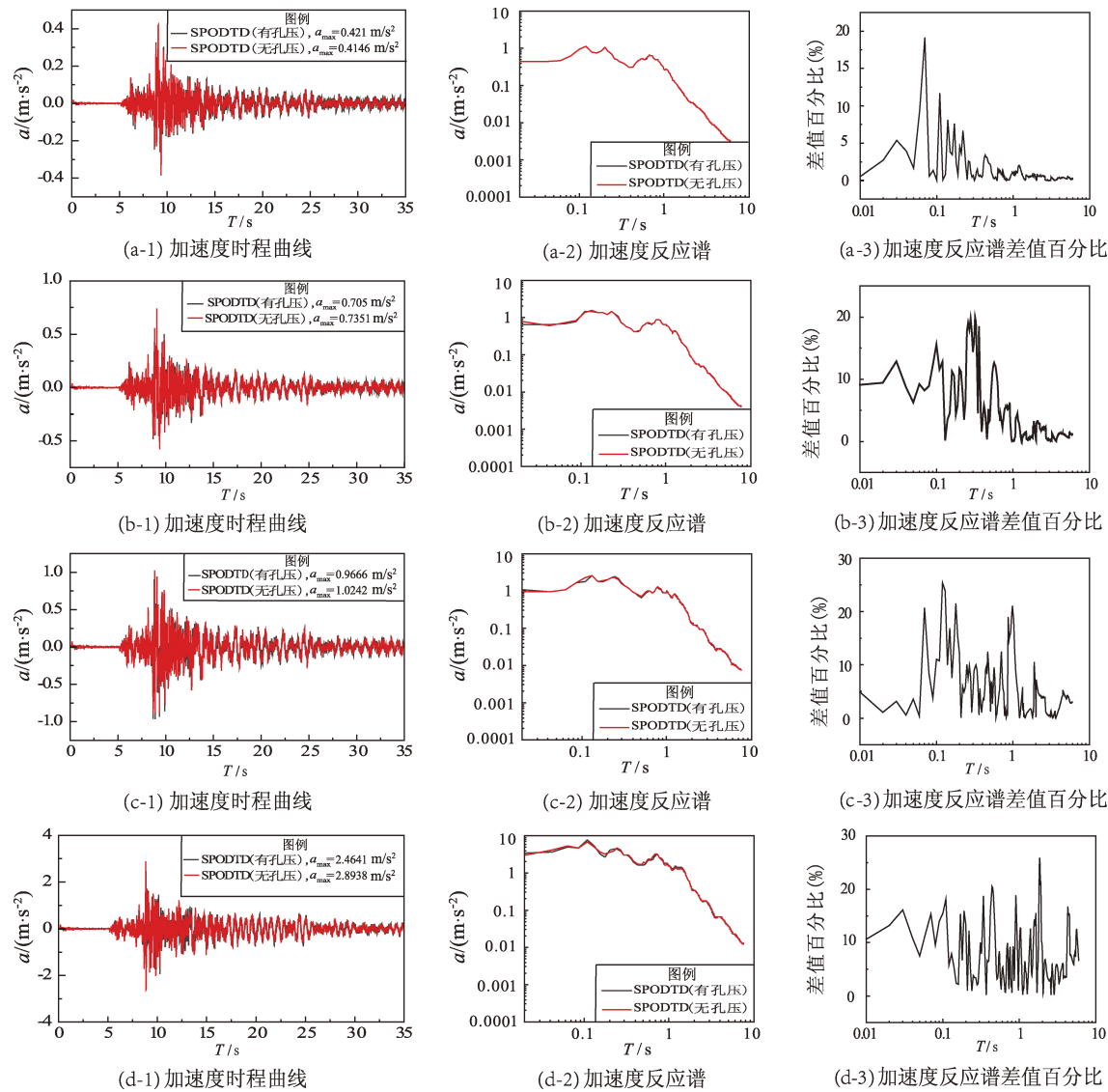


图 4 0.5 倍 (a)、1 倍 (b)、2 倍 (c) 和 5 倍 (d) 输入地震动幅值的计算结果

Fig. 4 Results from the input ground motion with 0.5 times (a) , 1 time (b) , 2 times (c) and 5 times (d) amplitudes

整理不同幅值输入地震动作用下地表加速度峰值,并计算考虑有无孔压的地表加速度峰值比值,结果见表 6。由表 6 可知,缩放倍数为 0.5 时,孔压的存在略微降低了幅值;随着输入地震动幅值继续增大,孔压的存在使得地表加速度峰值出现了不同程度的增大,且 SPODITD 程序计算与不考虑孔压时地表加速度峰值的比值分别为 101%、96%、94% 以及 85%。以上表明输入地震动幅值的增大以及孔压的增大,对地表加速度峰值的影响也在逐渐增大,且两者呈现正相关关系。地表加速度持时计算结果表明,孔压对其影响基本可忽略不计。

表 6 不同幅值地震动作用下的地表加速度峰值

Tab. 6 Peak ground acceleration subjected to different input ground motion amplitudes

缩放倍数	加速度峰值/($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)		SPODITD 峰值/ 无孔压峰值
	有孔压	无孔压	
0.5	0.414 6	0.421 3	101%
1.0	0.731 6	0.702 1	96%
2.0	1.024 2	0.966 6	94%
5.0	2.893 8	2.464 1	85%

3 结论

本文构建了一种在非规则荷载作用下,考虑了砂土孔压的场地土层地震反应分析的时域积分方法。利用美国 GVDA 台阵观测记录数据,对所提出的方法进行检验与应用,得到以下主要结论:

(1) 考虑了饱和砂土孔压变化的计算结果与实际地震观测记录具有较好的一致性,说明含饱和砂土的场地地震反应计算中需要考虑孔压变化。

(2) 在本文的计算模型中,孔压的存在会略微降低地表加速度反应谱的幅值,随输入地震动幅值的增大,降低效果逐渐明显;孔压对地表地震动的持时没有明显影响;孔压存在时,地表加速度反应谱的短周期成分会出现衰减效应,随输入地震动幅值的增大,孔压造成的影响也会更为显著,但对长周期成分则影响不大。

(3) SPODTD 程序计算孔压结果与观测结果之间的差值会随深度增加而减小,但由于本文方法未考虑孔压的消散效应,在输入地震动临近结束的时段内计算得到的孔压数据比实际孔压观测数据略大。因此,孔压的消散效应是需要进一步探讨的问题。

参考文献:

丰万玲,石兆吉. 1988. 判别水平土层液化势的孔隙水压力分析方法[J]. 工程抗震,10(4):32-35.

Feng W L, Shi Z J. 1988. Pore water pressure analysis method for discriminating the liquefaction potential of horizontal soil layers[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 10(4):32-35. (in Chinese)

付海清,袁晓铭,王森. 2018. 基于现场液化试验的饱和砂土孔压增量计算模型[J]. 岩土力学,39(5):1611-1618.

Fu H Q, Yuan X M, Wang M. 2018. An incremental model of pore pressure for saturated sand based on in-situ liquefaction test[J]. Rock and Soil Mechanics, 39(5):1611-1618. (in Chinese)

何广讷. 1983. 砂土振动孔隙水压力的研究[J]. 水利学报,14(8):51-56.

He G N. 1983. Study of pore water pressure of sandy soil vibration[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 14(8):51-56. (in Chinese)

李小军,廖振鹏. 1994. 考虑阻尼拟合的动态骨架曲线函数式[J]. 地震工程与工程振动,14(1):6.

Li X J, Liao Z P. 1994. Dynamic skeleton curve function equation considering damping fit[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dy-

namics, 14(1):6. (in Chinese)

李小军. 1992a. 土的动力本构关系的一种简单函数表达式[J]. 岩土工程学报,14(5):90-94.

Li X J. 1992a. A simple functional expression for the dynamic principal structure relationship of the soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 14(5):90-94. (in Chinese)

李小军. 1992b. 非线性土层地震反应分析的一种方法[J]. 华南地震,12(4):8.

Li X J. 1992b. A method for seismic response analysis of nonlinear soil layers[J]. South China Journal of Seismology, 12(4):8. (in Chinese)

刘颖,全筠,齐心. 1981. 循环荷载作用下饱和砂土的残余孔压[J]. 土木工程学报,14(3):51-57.

Liu Y, Tong J, Qi X. 1981. Residual pore pressure of saturated sandy soil under cyclic loading[J]. China Civil Engineering Journal, 14(3):51-57. (in Chinese)

卢滔. 2003. 响度台阵场地特征及其反应的分析[D]. 哈尔滨:中国地震局工程力学研究所.

Lu T. 2003. Analysis of Xiang Tang table array site characteristics and their responses[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics. (in Chinese)

荣棉水,卢滔,李小军,等. 2013. 一种基于动态骨架曲线的土层时域积分方法及其验证[J]. 应用基础与工程科学学报,21(1):12.

Rong M S, Lu T, Li X J, et al. 2013. A direct time-domain integral method based on dynamic skeleton curve constitute five model and its verification[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 21(1):12. (in Chinese)

孙锐,李晓飞,陈龙伟,等. 2018. 孔压增长下双曲线模型参数研究[J]. 振动与冲击,37(7):1-7.

Sun R, Li X F, Chen L W, et al. 2018. Effects of increase in pore water pressure on dynamic parameters of hyperbolic model describing stress-strain relation of liquefiable soil[J]. Journal of Vibration and Shock, 37(7):1-7. (in Chinese)

王天颂,刘颖,同筠,等. 1983. 地震荷载作用下饱和砂层孔隙水压力的增长与消散[J]. 岩土工程学报,5(3):87-102.

Wang T S, Liu Y, Tong J, et al. 1983. Growth and dissipation of pore water pressure in saturated sand layers under seismic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 5(3):87-102. (in Chinese)

王志良,韩清宇. 1981. 粘弹塑性土层地震反应的波动分析法[J]. 地震工程与工程振动,1(1):120-140.

Wang Z L, Han Q Y. 1981. Fluctuation analysis method for seismic response of viscoelastic-plastic soil layers[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1(1):120-140. (in Chinese)

魏汝龙,郭家禄,左元明. 1983. 经复荷载下饱和粉砂中的孔隙压力[J]. 土木工程学报,14(1):24-34.

Wei R L, Guo J L, Zuo Y M. 1983. Pore pressure in saturated silty sand under cycle loading[J]. China Civil Engineering Journal, 14(1):24-34. (in Chinese)

- 赵丁凤,阮滨,陈国兴,等. 2017. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加卸载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报, 39(5): 8.
- Zhao D F, Wan B, Chen G X, *et al.* 2017. Validation of modified irregular loading – unloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 39(5): 8. (in Chinese)
- Kagawa T, Kraft Jr L M. 1981. Modeling the liquefaction process[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107(12): 1593 – 1607.
- Liao Z P, Wong H L. 1984. A transmitting boundary for the numerical simulation of elastic wave propagation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3(1): 174 – 183.
- Martin P P, Seed H B. 1982. One-dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108(7): 935 – 952.
- Masing G. 1926. Intinsic stresses and solidification in the brass[C]. Germany: Proceedings of Second International Congress of Applied Mechanics, Zurich.
- Newmark N M, Rosenblueth E. 1971. Fundamentals of earthquake engineering[M]. Englewood Cliffs: Prentice – Hall, 163 – 192.
- Poulos D. 2002. A numerical model for dynamic soil liquefaction analysis[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22: 1007 – 1015.
- Pyke R M. 1979. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 105(6): 715 – 726.
- Rosenblueth E, Herrera I. 1964. On a kind of hysteretic damping[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 90(4): 37 – 48.
- Seed H B, Lysmer J, Martin P P. 1976. Pore-water pressure changes during soil liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102(4): 323 – 346.
- Sherif M A, Ishibashi I, Tsuchiya C. 2008. Pore-pressure prediction during earthquake loadings[J]. Soils and Foundations, 48(4): 19 – 30.
- Youd T L, Bartholomew H, Proctor J S. 2004. Geotechnical logs and data from permanently instrumented field sites: Garner valley down hole array (GVDA) and wildlife liquefaction array (WLA) [R].

Time-domain Analysis Method of Seismic Response of Soil Layer Site Considering the Pore-water Pressure Change of Sandy Soil

MA Rui, LI Xiaojun, RONG Mianshui, DONG Qing

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education,
Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract

When analyzing the seismic response of sandy soil sites, how to reasonably consider the influence of pore pressure on site response is a major concern. In this paper, based on the soil dynamic constitutive model with dynamic skeleton curve, a dynamic stress-strain relationship is derived for sandy soil sites by introducing the pore pressure growth equation applicable to irregular loading, and a time-domain analysis method is established for the seismic response of the soil layer site considering the influence of the pore-water pressure of sandy soil. A computer program Sand Pore Pressure One-dimensional Time Domain (SPODTD) was developed based on the Matlab platform to calculate the seismic response of the soil layer site. The proposed method was validated using the observation data from the Garner Valley Downhole Array (GVDA) in the United States. The results show that the method can better simulate the influence of pore-water pressure change on ground motion for the seismic response analysis of the site with saturation sandy soil, and can obtain pore-water pressure change curves that fit well with the actual observation records, which demonstrates the practicality of the method and the reasonableness of the calculation results.

Keywords: Ground motion; sandy soil site; pore-water pressure; time-domain analysis methods