

液化场地桩—土—结构动力相互作用的有限元分析

Finite element analysis of pile—soil—structure dynamic interaction in liquefiable site

黄雨¹, 八嶋厚², 张锋³

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 日本国立岐阜大学 工学部, 日本岐阜 501-1193
3. 日本国立名古屋工业大学 都市社会工学科, 日本名古屋 466-8555)

摘要: 基于 Biot 两相饱和和多孔介质动力耦合理论, 采用有效应力方法对液化场地桩基础的地震反应进行了三维有限元分析。在饱和液化砂土的循环塑性模拟中, 采用了超固结边界面、Armstrong-Frederick 型非线性运动硬化准则和非关联流动准则来描述动荷载作用下砂土的循环活动性以及液化强度等特性。对于桩的动力本构行为, 则采用了可以考虑体积效应和轴向力影响的梁—柱单元来模拟。以某城市高架桥的实际工程为例, 应用该方法对地基液化时桩—土—结构的动力相互作用进行了计算分析, 并得到了一些有用的结论。

关键词: 地震液化; 桩—土—结构动力相互作用; 本构模型; 动力耦合分析; 有限元

中图分类号: TU 311

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2005)06-0646-06

作者简介: 黄雨 (1973-), 男, 江苏南京人, 工学博士, 副教授, 主要从事岩土地震工程与计算岩土力学的教学和研究工作。
HUANG Yu¹, YASHIMA Atsushi², ZHANG Feng³

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Faculty of Engineering, Gifu University, Gifu 501-1193, Japan; 3. Department of Civil Engineering, Nagoya Institute of Technology, Nagoya 466-8555, Japan)

Abstract: Based on Biot's dynamic coupled theory for two-phase porous media, the earthquake response analysis for pile foundations was dealt with by a three-dimensional effective stress finite element method. Liquefiable saturated sand was simulated by a cyclic elasto-plastic constitutive model, which was mainly composed of overconsolidation boundary surface, Armstrong-Frederick type nonlinear kinematic hardening rule and non-associated flow rule, to describe the response features under seismic loading, such as cyclic mobility, liquefaction strength and so on. For the dynamic behaviour of piles, a beam-column element was used for considering the axial force-dependency as well as the volume effect. Subsequently, with the proposed method, an actual urban elevated highway bridge was illustrated involving a group-pile foundation subjected to seismic excitation in the saturated liquefiable deposits. From the simulated result, some fundamental aspects of pile-soil-structure dynamic interaction in liquefiable site were investigated to yield useful results for design.

Key words: earthquake liquefaction; pile—soil—structure dynamic interaction; constitutive model; dynamic coupled analysis; finite element method

0 引言

桩基础是深基础中最常用的一种形式, 它能较好地适应各种地质条件及各种荷载情况, 通常具有承载力大, 稳定性好, 沉降值小等特点, 在高层建筑、重型厂房、桥梁、港口码头、海上采油平台以及核电站工程中得到广泛应用。随着桩基工程的迅速发展和人类防震减灾的迫切需要, 桩基础的抗震性能已经成为当今岩土工程抗震研究的重要课题。然而, 由于桩是深入土层的柱型构件, 桩基础的震害既与地基的地震反应, 也与工程结构本身的振动有关, 桩基抗震问题因此变得十分复杂。与静力设计相比, 桩基抗震设计的工程经验目前还不多, 国内外近年来有关液化地基桩基础的震害研究也表明, 地基液化时桩—土—结构系统的地震性态远没有认识充分, 桩基抗震设计的理论研究不够成熟, 现行设计方法在很大程度上还依赖

于经验, 亟待进一步探索^[1-3]。

地震作用下桩—土—结构的动力相互作用分析是桩基抗震研究的主要内容。近 30 年来, 关于桩—土—结构相互作用的课题, 提出了不少计算分析模型, 研究工作已经从线性问题转向非线性问题, 从均匀土体发展到非均匀土体, 从单桩分析扩展到群桩分析。桩—土—结构动力相互作用计算方法的分类比较多。例如, 根据对桩—土—结构体系的简化, 相互作用分析方法可分为: 整体分析法、子结构法和杂交法; 根据对地基土的简化方式, 可分为: 弹床系数法、半空间无限体法、有限元法、边界元法和杂交元法; 根据对桩的模拟, 可分为: 集中体系法, 弹性介质中的梁模型法, 有限元法。虽然这些分类标准有所不同, 但计算模型主要可分为动力 Winkler 地基梁方法和有限元方法两大类^[4]。总体而言, 这些方法大多是以静力作

用下的桩基计算方法为基础发展而来,属于总应力方法,难以考虑振动孔隙水压力对土动力性质的影响,无法描述液化、软化等土动力特性。由于可液化地基土是一种饱和流固耦合介质,采用基于 Biot 两相多孔介质动力耦合理论的有效应力方法来研究桩—土—结构体系的动力反应显然更为合理,更具有实际意义。

本文的主要目的就是根据 Biot 两相饱和和土体动力耦合理论,在已完成的相关研究工作基础上^[5,6],建立一种液化场地桩—土—结构动力相互作用分析的有效方法,以探索地震液化时桩基础的动力反应特征。然后,应用所提出的方法对某城市高架桥的桩—土—结构地震反应进行了三维有限元计算,分析了地基液化时桩—土—结构的地震反应,获得了一些有益于桩基础抗震设计的结论。

1 分析方法

1.1 动力耦合分析方法

自 1956 年 Biot 提出了弹性波在饱和流体多孔介质中的传播理论以来,已提出了多种的时域有限单元法分析技术,例如: $u_s-u_w-p_w$ 形式、 u_s-u_w 形式、 u_s-w_w 形式以及 u_s-p_w 形式 (u_s 为固相的位移, u_w 为液相的绝对位移, p_w 为孔隙水压力, w_w 为液相相对于固相的速度)。谢定义等 (1995)、黄茂松等 (2000) 曾对这些方法进行了精辟的综述^[7,8],在此不再赘述。由于地震荷载的频率较低,故本研究采用以固相位移和孔隙水压力为基本变量的所谓 u_s-p_w 形式的动力固结方程。为了克服数值求解中可能出现的不可压缩问题,本文采用了一种 FE—FD 杂交解法^[9],对于单元的孔隙水压力用有限差分法求解,而位移仍用有限元法的插值形函数表示,从而有效地避免了位移与孔压的形函数阶数不一致带来的麻烦。

1.2 液化砂土的动力本构模型

在地震液化时桩的地震反应研究中,液化地基的动力本构模型无疑是一个重要问题。事实上,虽然用于描述循环荷载作用下的砂土本构关系的理论框架早已提出,例如粘弹性模型、多重屈服面模型、边界面模型、广义塑性模型、多重剪切机构模型和结构性模型等^[10,11],但是其中能够较好模拟液化砂土循环活动性特征的本构模型还不是很多。在本研究中,为了更好地描述复杂应力路径下土体动力特性,基于超固结边界面概念、Armstrong-Frederick 型非线性运动硬化准则和非关联流动准则,采用了一个循环弹塑性模型来描述动荷载作用下砂土的循环活动性以及液化强度特征,并用于饱和液化砂土液化的数值模拟中。该模型最早是由八嶋厚等在弹塑性力学理论以及大量试验

资料的基础上提出,并已成功应用于不少地震液化项目的研究中^[12,13]。其主要内容如下^[5]:

(1) 超固结边界面

超固结边界面 f_b 是一个用来描述土的应力历史状态的边界面,当 $f_b \geq 0$ 时,土体处于正常固结区域,反之当 $f_b < 0$ 时,土体则处于超固结状态。超固结边界面的概念与一般的边界面模型类似,都是为了描述循环应力在屈服面内变化所引起的塑性变形。该模型的超固结面定义为

$$f_b = \bar{\eta}_0 + M_m \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mb}} = 0 \quad (1)$$

$$\bar{\eta}_0 = \{(\eta_{ij} - \eta_{ij(0)})(\eta_{ij} - \eta_{ij(0)})\}^{1/2} \quad (2)$$

$$\eta = (\eta_{ij} \cdot \eta_{ij})^{1/2} \quad (3)$$

式中 η_{ij} 为应力比张量, $\eta_{ij} = s_{ij}/\sigma'_m$; $\eta_{ij(0)}$ 为 η_{ij} 的初始值; σ'_m 为平均有效应力, $\sigma'_m = \frac{1}{3}\delta_{ij}\sigma'_{ij}$; δ_{ij} 为 Kronecker 符号; σ'_{ij} 为有效应力张量; s_{ij} 为偏应力张量, $s_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij}\sigma'_m$; M_m 为变相应力比。 σ'_{mb} 是 $\eta_{ij(0)}$ 线与超固结面的相交点。

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{mbi} \exp\left(\frac{1+e}{\lambda-\kappa} v^p\right) \quad (4)$$

其中, σ'_{mbi} 为 σ'_{mb} 的初始值,也就是初始固结有效应力的平均值; e 为孔隙比; λ 为半自然对数坐标图上压缩曲线的斜率; κ 为半自然对数坐标图上回弹曲线的斜率; v^p 为塑性体应变。

(2) 屈服面

该模型的屈服方程由描述应力比变化的屈服函数 f_{y1} 和平均有效应力变化的屈服函数 f_{y2} 两部分组成。 f_{y1} 的定义如下:

$$f_{y1} = \{(\eta_{ij} - \chi_{ij})(\eta_{ij} - \chi_{ij})\}^{1/2} - k = 0 \quad (5)$$

其中, k 是控制弹性区域范围的参数; χ_{ij} 是移动张量,即背应力参数。在经典塑性力学中, χ_{ij} 常使用线性运动硬化准则,例如 Prager 模型。但是,在循环塑性问题中,线性硬化模型可以模拟 Bauehinger 效应,但却不能描述“棘轮效应”,也就是循环累计塑性应变的产生。为了解决这个问题,本模型采用了 Chaboche 等提出的“改进 Armstrong-Frederick 非线性运动硬化准则”^[14],其定义如下:

$$d\chi_{ij} = B(M_f d\epsilon_{ij}^p - \chi_{ij} d\gamma^p) \quad (6)$$

$$d\gamma^p = (d\epsilon_{ij}^p d\epsilon_{ij}^p)^{1/2} \quad (7)$$

$$B = (B_0 - B_1) \exp(-C_f \cdot \gamma_n^p) + B_1 \quad (8)$$

其中, M_f 是破坏应力比; $d\epsilon_{ij}^p$ 是塑性偏应变增量张量;

dy^p 是 de_{ij}^p 的第二不变量; γ_n^p 是第 n 次应力反转产生的塑性剪应变; B_0 , B_1 和 C_f 是材料的硬化参数。可见, 这种方法通过塑性变形路径的减退记忆, 从而克服了 Prager 模型中 $d\chi_{ij}$ 与 de_{ij}^p 成线性比例的缺陷。

另一个屈服函数 f_{y2} 的定义如下:

$$f_{y2} = M_m \left| \ln \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} - y_m \right) \right| - R_d = 0 \quad , \quad (9)$$

其中, y_m 为移动张量; σ'_{m0} 为平均有效应力的单位值; R_d 为标量参数。由于在地震液化过程中, 土体中的平均有效应力是逐渐降低的, 不会达到 f_{y2} 的屈服应力状态, 所以本文忽略了屈服函数 f_{y2} 的影响。

(3) 塑性势面

该模型采用了非相关流动准则, 塑性势函数的定义如下:

$$g = \{ (\eta_{ij} - \chi_{ij})(\eta_{ij} - \chi_{ij}) \}^{1/2} + \tilde{M} \ln \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right) = 0 \quad , \quad (10)$$

其中, σ'_{ma} 是常数, $\tilde{M}$ 通过下式计算:

$$\tilde{M} = \begin{cases} -\frac{\eta}{\ln(\sigma'_m/\sigma'_{mc})} & f_b < 0 \\ M_m & f_b \geq 0 \end{cases} \quad , \quad (11)$$

$$\sigma'_{mc} = \sigma'_{mb} \exp \left(\frac{\eta_{(0)}}{M_m} \right) \quad , \quad (12)$$

1.3 桩的计算模型

在桩的有限元模拟方面, 目前一般采用的普通梁单元存在着两个重要缺陷。首先, 作为无体积单元, 普通梁单元无法考虑桩的实际体积, 而体积特征对于桩, 尤其大直径桩的承载特性有着十分重要的影响。其次, 由于桩基础自身的承载特点, 无论在静力作用或者地震作用下, 基桩结构单元的轴向力都相当大, 普通梁单元无法精确地考虑单元轴力的影响。因此, 这里采用了笔者等提出的一种新的杂交“梁—柱单元”单元来模拟钢筋混凝土桩的动力行为^[6]。这种杂交单元通过 4 个三维 8 结点体元来模拟桩的体积效应, 并采用经变分原理修正后的梁—柱单元来准确描述桩的弯矩、轴向力和剪力等力学性质, 能够较好的考虑桩身体积以及轴向力的影响。详细说明可参见文献[6]。

2 应 用

该计算实例为某城市高架桥的实际工程, 其单跨长度 42.0 m, 桥面宽 19.0 m, 基础形式为 3×3 的低桩承台基础, 承台厚 3.00 m, 桩长 35.5 m, 桩径为 1.5 米。该桥单柱式桥墩的顺桥向宽度为 4.0 m, 横桥向的厚度为 3.5 m, 上部结构的重心距墩底为 10.312 m, 上部荷重为 7784 kN。拟建场地的地下水位埋深为 1.0

m, 浅部深度 8.0 m 以上为易液化砂土层, 以下为厚度 21.5 m 的冲积软弱粘土层, 底部主要为厚度超过 40 m 的密实砂、砾石层。桩—土—结构的计算模型如图 1 所示。

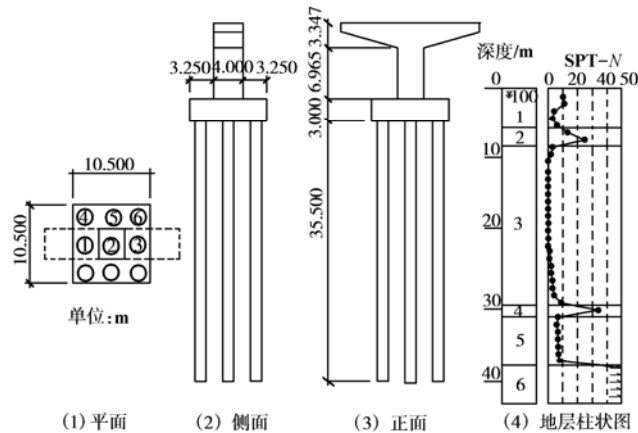


图 1 桩—土—结构的计算模型

Fig. 1 Models of the piles, soils and structure

由于计算模型的对称性, 只需对一半的范围进行计算, 共划分了 6702 个结点、5600 个三维 8 结点等参元、90 个梁—柱单元和 6 个普通梁单元。地基的两侧计算边界为简单的截断边界, 各取在离结构约 50 米远处, 为结构宽度的 5 倍。计算采用的水平地震波从深度 43.0 m 处横桥向输入, 震动持时 50 s, 峰值加速度为 2.35 m/s², 其加速度时程曲线如图 2 所示。表 1 是计算中所采用的浅层可液化砂土的主要计算参数。图 3 和图 4 分别是第 2 层砂土单元的动力应力—应变反应以及有效应力路径的模拟。图 5 是第 2 层砂土单元液化强度曲线的计算值与实验值的对比。需要说明, 第 3 层粘土采用了一个粘弹塑性动力本构模型^[15], 其内容与上述的砂土模型基本相同, 只是增加考虑了粘滞性的影响。下部较稳定的第 4~6 层土层, 则采用了常用的 Ramberg-Osgood 来模拟。本文的计算使用三维有限元程序 LIQCA (Coupled Analysis of LIquefaction) 进行, 整个运算过程在 CPU 为 Pentium-4 2.80 GHz 的 PC 机上耗时约 198 h。

表 1 液化砂土的计算参数

Table 1 Calculation parameters for liquefiable sands		
土层编号	1	2
密度 ρ (kg·m ⁻³)	1900	1700
渗透系数 k (m·s ⁻¹)	6.8×10 ⁻⁵	6.8×10 ⁻⁵
孔隙比 e_0	0.70	0.80
压缩参数 λ	0.01	0.015
回弹参数 κ	0.001	0.0015
初始剪切模量比 G_0/σ'_m	780	870
变相应力比 M_m	0.91	0.91
破坏比 M_f	1.34	1.23
硬化参数	B_1	6000
	B_0	150
	C_f	500
		0

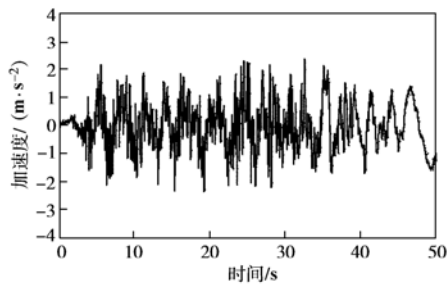


图2 输入地震波

Fig. 2 Input earthquake motion

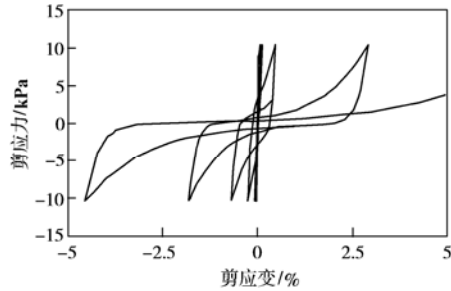


图3 第2层砂土的应力—应变关系模拟

Fig. 3 Simulation of stress-strain relations of sand layer No. 2

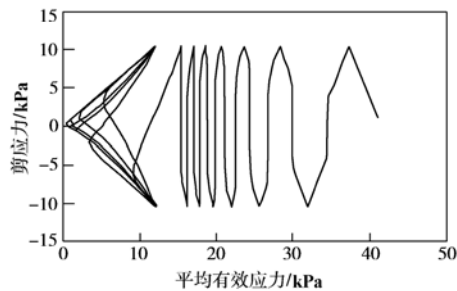


图4 第2层砂土的有效应力路径模拟

Fig. 4 Simulation of effective stress paths of sand layer No. 2

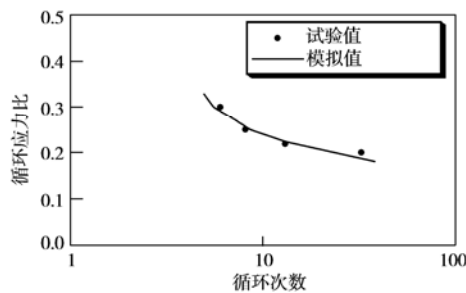


图5 第2层砂土的液化强度模拟值与试验值对比

Fig. 5 Comparison between simulated and measured results of liquefaction strength of sand layer No. 2

图6是自由场和桩侧8.0 m深度处第2层砂土单元中的超孔隙水压力随时间的发展曲线。在地震过程中,上部饱和砂土的超孔隙水压力比达到1.0左右,普遍发生液化。相对与自由场,桩侧附近土体的孔压比上升速度要比相同深度的一般地基土快一些,这主要是由于桩土之间的动力相互作用,桩侧土体承受的地震动应力比天然地基土要更大些,故易于产生较高的

超孔隙水压力。图7是该桩侧土单元的应力—应变动力反应,其最大剪应变达到了6.5%,无疑也说明了土体单元的液化。

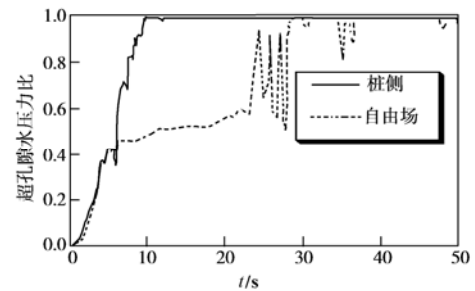


图6 自由场和桩侧的砂土中超孔隙水压力比的时程曲线

Fig. 6 Time histories of excess pore water pressure ratios in sand

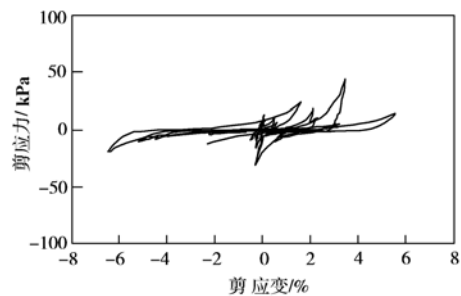
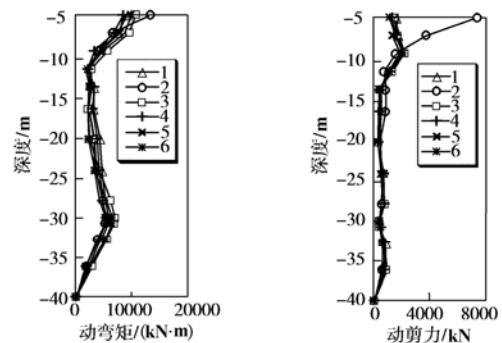


图7 桩侧砂土中单元的动力应力—应变反应

Fig. 7 Dynamic stress-strain relations of sand beside pile

图8是地震作用下各桩的内力和曲率的最大值沿深度的分布(各桩的编号请参见图1)。计算结果表明桩顶部位的内力和曲率在整个桩的深度范围内是最大的。其次,在各桩中,位于桥墩正下方的第2号桩,即中心桩所受的弯矩、剪力和曲率均大于其余各桩。这是因为承台虽具有较大的刚度,但并非绝对刚性,故其对于各桩的弯矩、剪力分配也不是平均的,距离上部结构惯性力作用位置较近的桩将承担较大的荷载。同样,各桩的动轴力最大值也是不均匀的,其大小主要取决于桩的中心到承台主轴的距离。在本研究的横桥向水平地震作用下,由于桩1、3、4、6距离桩基承台主轴更远些,所以承受的动轴力要比位于轴线上的桩2、5大。



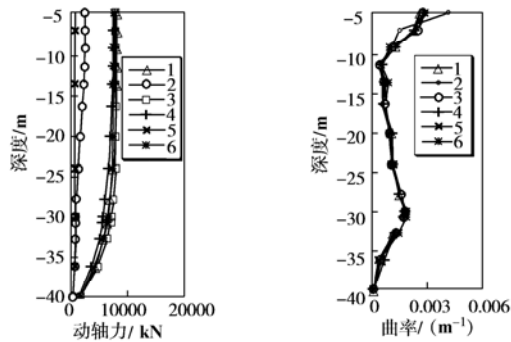


图 8 各桩内力和曲率最大值沿深度的分布

Fig. 8 Distribution of maximum internal forces and curvature along depth of pile

以上分析不仅与目前已有的桩基础震害经验基本相符^[1-4],而且至少说明了两个关于桩基础抗震设计的重要内容:①桩身的上部承受较大的地震荷载,易因结构惯性力的剪、压、拉、弯作用而损坏,应采取相应的抗震措施;②各桩所承担的动态荷载是不一样的,既与地震荷载有关,也与群桩承台的布置有关,应根据桩—土—结构系统的动力相互作用分析来选择适当的抗震措施。

图 9 是高架桥结构顶部的加速度反应时程曲线。可以发现,与输入地震动相比,加速度的高频成分减少,而低频成分则略被放大。事实上,这种液化地基的选择性滤波作用在地震调查中也已被证实。图 10 是桥墩的弯矩—曲率的地震反应曲线,其最大弯矩小于设计极限承载力的 40%。

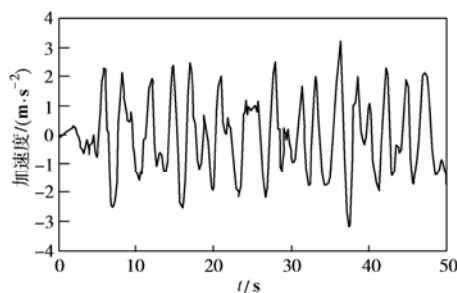


图 9 结构顶部的时程曲线

Fig. 9 Time history of the acceleration at the top of structure

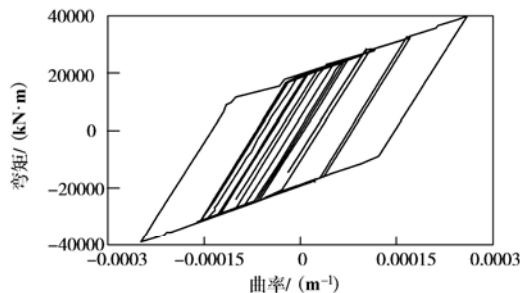


图 10 桥墩的弯矩—曲率反应

Fig. 10 Bending moment-curvature relations of pier

3 结 论

本文根据 Biot 两相介质动力固结方程,基于饱和液化砂土的动力弹塑性本构模型以及可以考虑桩的轴向力和体积效应影响的梁—柱单元理论,建立了液化地基桩—土—结构的动力耦合计算方法。

应用这种方法,对液化砂土地基上的一个典型的的城市高架桥进行了桩—土—结构的地震反应分析,获得了较满意的结果。计算结果表明该地震作用下的桩—土—结构地震反应具有如下主要特征:

(1) 由于动力相互作用,桩侧附近土体要比相同深度的自由场地基土更易于液化。

(2) 桩的上部承受较大的地震荷载,易因结构惯性力的组合作用而破坏。

(3) 各桩所分担的地震荷载是不平均的,其大小既与地震荷载有关,也与群桩承台的布置有关。

(4) 液化地基对于输入地震波具有选择性滤波作用。

应该指出,液化地基中桩—土—结构的抗震研究是一个理论性和实践性都很强的复杂课题。虽然本文建立了基本的分析框架,计算结果与已有的桩基震害经验也基本相符,但今后仍应该继续开展这方面的研究,在大量现场宏观震害观测和模型试验的基础上,不断加以完善与修正,进一步深入认识地震液化时桩基础的抗震性能。

致 谢

感谢日本文部科学省、岐阜大学在该研究中提供的支持与资助。

参考文献:

- [1] 刘惠珊. 桩基抗震设计探讨—日本阪神大地震的启示 [J]. 工程抗震, 2000, 3: 27 - 32.
- [2] Finn W D L, Thavaraj T. Deep foundations in liquefiable soils: case histories, centrifuge tests and methods of analysis [A]. Proceedings of Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics [C]. San Diego, California, March 26-31, 2001, Paper No. SOAP-1. 1 - 11.
- [3] Berrill J, Yasuda S. Liquefaction and piled foundations: some issues [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2002, 6(Special Issue 1): 1 - 41.
- [4] 黄 雨, 舒 翔, 叶为民, 唐益群. 桩基础抗震研究现状综述[J]. 工业建筑, 2002, 32(7): 50 - 53.
- [5] Oka F, Yashima A, Tateishi A, Taguchi Y, Yamashita S. A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a

- plain-strain dependence of the shear modulus [J]. *Geotechnique*, 1999, **49**(5): 661 – 680.
- [6] Zhang F, Kimura M. Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, *Soils and Foundations* [J]. 2002, **42**(3): 77 – 92.
- [7] 谢定义, 张建民. 饱和砂土瞬态动力学特性与机理分析[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1995.
- [8] 黄茂松, 周健, 吴世明. 饱和多孔介质土动力学理论与分析方法 [A]. 见: 刘汉龙主编, 土动力学与岩土工程抗震, 第六届全国土动力学学术会议论文集 [C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. 68 – 83.
- [9] Oka F, Yashima A, Shibata T, Kato M, Uzuoka R. FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model [J]. *Applied Scientific Research*, 1994, **52**: 209 – 245.
- [10] 刘汉龙, 余湘娟. 土动力学与岩土地震工程研究进展[J]. 河海大学学报, 1999, **27**(1): 6 – 15.
- [11] 沈珠江. 理论土力学 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [12] Matsuo O, Shimazu T, Uzuoka R, Mihara M, Nishi K. Numerical analysis of seismic behavior of embankments founded on liquefiable soils [J]. *Soils and Foundations*, 2000, **40**(2): 21 – 39.
- [13] Sugito M, Oka F, Yashima A, Furumoto Y, Yamada K. Time-dependent ground motion amplification characteristics at reclaimed land after the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake [J]. *Engineering Geology*, 2000, **56**: 137 – 150.
- [14] Lemaitre J, Chaboche J L. *Mechanics of solid materials* [M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [15] Oka F, Kodaka T, Kim Y S. A cyclic viscoelastic-viscoplastic constitutive model for clay and liquefaction analysis of multi-layered ground [J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2004, **28**(2): 131 – 179.

第六届华东地区岩土力学与工程学术讨论会会议纪要

由华东地区岩土力学与工程联谊会主办, 南京水利科学研究院与河海大学共同承办的第六届华东地区岩土力学与工程学术讨论会于 2005 年 5 月 14 ~ 16 日在南京举行。来自华东地区各有关大专院校、科研单位、设计院(所)、施工单位和管理部门的岩土工程科技工作者 120 余人出席了大会。

本次会议共收到来自华东地区及国内外其他地区的论文 160 余篇, 刊登 147 篇, 分别由《岩土力学》和《河海大学学报》出版。

沈珠江院士、殷宗泽教授、龚晓南教授、宰金珉教授、刘汉龙教授、黄宏伟教授、王建华教授、刘松玉教授、蔡正银教授分别在会上作了精彩的专题报告。会议期间代表们在岩土力学与工程新理论和新方法、计算和测试、工程实践和应用等方面进行了深入广泛的交流, 共同探讨了如何进一步提高华东地区岩土力学与工程理论研究水平和室内外试验技术水平, 如何加快岩土学科科研成果向岩土工程实践转化, 以更好地为华东地区的经济建设服务。

(第六届华东地区岩土力学与工程学术讨论会秘书处 供稿)