

# 海床失稳对桩体土压力的影响\*

张永利<sup>1</sup>, 张启应<sup>1,2</sup>

(1. 国电联合动力技术有限公司, 上海 200062; 2. 同济大学汽车学院, 上海 200092)

**摘要:** 传统的海洋桩基的设计计算方法未考虑海床失稳的影响, 计算结果的精确性和可靠性无法保证, 这将为设计出的海洋建筑物留下安全隐患。因此, 在海洋桩基设计分析中有必要考虑海床失稳的影响。首先介绍了基于Biot固结理论和虚拟桩技术所建立的考虑海床失稳影响的桩-土相互作用模型, 基于该模型求得的土压力可以考虑海洋环境条件、海床土体条件及桩体几何、物理条件等多因素的影响。而后, 基于土压力的数值解, 探讨了桩体挠度、波高、水深及土体压缩模量等对桩体土压力的影响, 得出了若干结论, 可为海洋桩基设计提供参考。

**关键词:** 海洋工程; 桩基; Biot固结理论; 有限元; 虚拟桩

中图分类号: TV 135.6

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2012)07-0171-05

## Effect of seabed instability on pile's soil pressure

ZHANG Yong-li<sup>1</sup>, ZHANG Qi-ying<sup>1,2</sup>

(1. Guodian United Power Technology Co., Ltd., Shanghai 200062, China;

2. Tongji University Automotice Institute, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The traditional ocean pile design and calculation methods do not take the seabed instability into account, therefore, the accuracy and reliability of results can not be guaranteed, which will induce that the ocean buildings are not safe enough. So, the seabed instability shall be considered in the pile design and analysis. This paper firstly introduces the mathematical model of the pile-soil interaction considering the seabed instability based on Biot consolidation theory and fictitious pile technique, the soil pressure obtained through which can consider such conditions as ocean environment, seabed soil and pile etc. And then, based on the numerical solutions, this paper discusses the effects of pile top deflection, wave height, water depth and soil modulus on soil pressure, and some conclusions are obtained, which can be referenced in the design of ocean pile.

**Key words:** ocean engineering; pile foundation; Biot consolidation theory; finite element; fictitious pile

一直以来, 岩土工程师和结构工程师都很重视桩土相互作用问题的研究, 其原因在于桩土相互作用的分析计算关系着建筑物的设计安全。在海洋环境下, 桩-土相互作用问题的研究包括两方面内容, 其一是波浪与海床相互作用的研究, 其二是海床与桩体相互作用的研究。第一方面的研究属于海床失稳问题研究。波浪在海床上传播过程中会在海床上产生显著的动压力, 动压力又会

引起海床中孔隙水压力与有效应力的变化。随着超孔隙压力的增大及垂直有效应力的减小, 部分海床可能会发生失稳, 海床失稳的表现形式即是海床土体发生位移。有关研究表明, 海床失稳在多种近海区域普遍存在, 如浅水域、近岸区域、大陆坡, 甚至到深水域。海床失稳是近海结构物遭受损伤或破坏的重要原因。

文献[1-4]中报道了密西西比河三角洲由于

收稿日期: 2012-01-04

\*基金项目: “十一五”国家科技支撑计划(200611A023)

作者简介: 张永利(1982—), 男, 博士, 主要从事近海风机基础的设计与监测研究。

飓风袭击，导致土体滑动，进而引起近海结构物发生损伤甚至破坏的一些实例。Sterling等讨论了South Pass 70 “B”平台在1969年遭受卡尔风暴袭击发生倒塌的事件，“B”平台被翻倒，并沿斜坡下滑长达3 m的距离<sup>[4]</sup>。这次平台倒塌事故不是因为简单的超载，而主要是因为大量海洋沉积物发生了位移，并且滑移层的深度较深。研究还显示，B结构可以承受9~12 m深的土体发生位移，但是随着飓风持续施加作用力于滑移土体，结构便不能承受如此深的土体发生滑移。

对于波致海床失稳问题，国外最早开始于20世纪40年代，最具代表性的是Yamamoto (1978, 1981, 1983)和Gade等人所做的工作<sup>[5-8]</sup>。在另一方面，海床与桩的相互作用问题的研究最具代表性的是Poulos等人所做的工作<sup>[9-13]</sup>。然而，将上述两方面的研究工作结合起来研究海洋环境下桩-土相互作用问题，现在所做的工作还很少，桩体土压力的计算中尚未考虑海床失稳的影响，这将为海洋建筑物的设计留下安全隐患。基于此，本文首先介绍了基于Biot固结理论及虚拟桩技术的桩-土相互作用数学模型，并应用FlexPDE对该模型进行了数值求解，基于数值解讨论了桩体挠度、波高、水深及土体压缩模量对桩体土压力的影响，得出了若干结论，可供海洋桩基设计中提供參考。

### 1 考虑海床失稳的桩-土相互作用模型

#### 1.1 控制方程

波浪压力引起海底土层中孔隙水的流动，包括沿水平方向的流动和垂直方向的渗流，孔隙水流动引起海床土体孔隙水压力和有效应力的变化。假定海床为多孔弹性介质，孔隙水可压缩，孔隙水流动服从达西定律，同时满足质量守恒定律即连续性方程。如图1所示， $h$ 为海水深度(m)； $d$ 为海床厚度(m)； $H$ 为波高(m)； $L$ 为波长(m)。沿海床面为 $x$ 方向，向右为正，垂直于海床面为 $z$ 方向，向上为正，海床面处 $z=0$ 。孔隙水满足如下的渗流连续方程：

$$k_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} - \rho_w g n \beta \frac{\partial p}{\partial t} = \rho_w g \frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon_v) \quad (1)$$

式中： $k_x$ ， $k_z$ 分别为水平和垂直方向的渗透系数

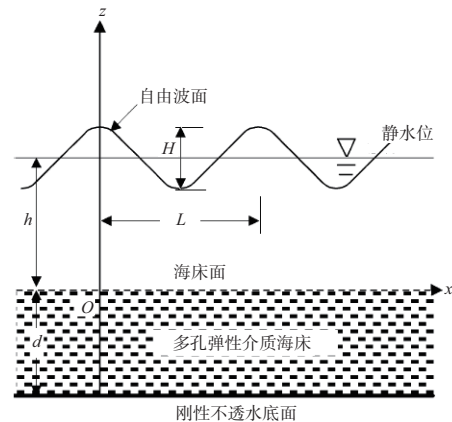


图1 波浪-海床相互作用

(m/s)，对于各向同性的海床， $k_x=k_z$ ； $p$ 为超孔隙水压力(Pa)， $\rho_w$ 为水的密度( $\text{kg/m}^3$ )； $n$ 为土体孔隙率； $\beta$ 为孔隙水的压缩率，可表示为：

$$\beta = \frac{1}{K} + \frac{1 - S_r}{P_{u0}} \quad (2)$$

式中： $K$ 为孔隙水的弹性体积模量； $S_r$ 为土体的饱和度，如果海床为完全饱和，则 $S_r=1$ ； $P_{u0}$ 为绝对孔隙水压力。 $\varepsilon_v$ 为土体的体应变，可以表示为：

$$\varepsilon_v = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad (3)$$

式中： $u$ 和 $w$ 分别为土体水平和垂直方向的位移(m)。

根据Biot固结理论<sup>[14]</sup>，二维海床土体的有效应力变化满足如下的平衡方程：

$$G \nabla^2 u + \frac{G}{1 - 2\mu} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial x} \quad (4)$$

$$G \nabla^2 w + \frac{G}{1 - 2\mu} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (5)$$

式中： $\sigma_x$ 和 $\sigma_z$ 分别为土体水平和垂直方向的有效应力(Pa)； $\tau$ 为剪应力(Pa)， $p$ 为超孔隙水压力(Pa)。式(1)，(4)和(5)所组成的方程组即是波-土相互作用的控制方程。

将土骨架看作是理想的各向同性的弹性介质，则海床单元土体的本构方程为：

$$\sigma_x = 2G \left[ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\mu}{1 - 2\mu} \varepsilon_v \right] \quad (6)$$

$$\sigma_z = 2G \left[ \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\mu}{1 - 2\mu} \varepsilon_v \right] \quad (7)$$

$$\tau_{xz} = 2G \left[ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] = \tau_{zx} \quad (8)$$

式中： $G$ 为土体的剪切模量(Pa)； $\mu$ 为泊松比； $\tau_{xz}$ 为垂直于 $x$ 轴，沿着 $z$ 方向的剪应力(Pa)； $\tau_{zx}$ 为垂直

于 $z$ 轴, 沿着 $x$ 方向的剪应力 (Pa)。

### 1.2 边界条件

海上单桩基础如图2所示, 为大直径钢管桩基础。对于此类结构系统, 桩-土作用系统可以简化为如图3所示的系统。图3中, 虚线代表桩, 实线所包围的区域为海床土体, 可以用式 (1), (4) 和 (5) 所组成的偏微分方程组来描述, 建立适当的边界条件, 通过求解偏微分方程组可以得到海洋环境下桩-土相互作用问题的解。

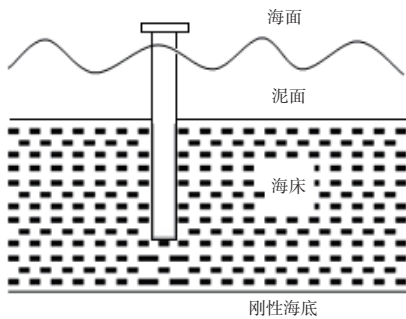


图2 海上单桩基础

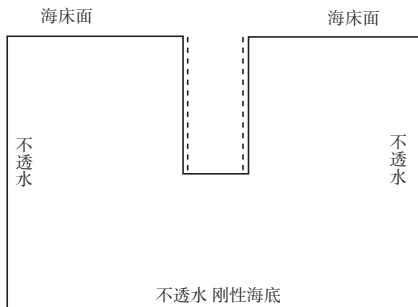


图3 桩-土相互作用

对于图3所示的系统, 海床表面满足边界条件:

$$z = 0, \begin{cases} \sigma_z = 0 \\ \tau_{xz} = 0 \\ p = P_z \end{cases} \quad (9)$$

$P_z$  即是海床面上的波压力:

$$P_z = \frac{\rho_w g H}{2 \cosh(kh)} \cos(kx - \omega t) \quad (10)$$

式中:  $k$  为波数 ( $\text{m}^{-1}$ ),  $k = 2\pi/L$ ;  $\omega$  为圆频率 ( $\text{s}^{-1}$ );  $x$  为波传播方向上的位置点 (m);  $t$  为时间 (s)。

海床厚度  $d$  足够大, 海底土体的渗流和位移均为零, 海底面不透水, 即海底面满足如下边界条件:

$$z = -d, \begin{cases} u = 0 \\ w = 0 \\ \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (11)$$

海床与桩的接触面为不透水界面, 假定土与桩不分离, 桩的侧向位移轮廓为线性。由于线性波作用下, 海床土体位移时程为正弦形式变化, 则桩体位移的时程变化也为正弦形式。则桩-土左侧接触面满足如下边界条件:

$$\begin{cases} u = y_0(1 + z/l) \cos(kx - \omega t) \\ \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (12)$$

式中:  $y_0$  为桩在泥面处的位移 (m);  $l$  为桩长 (m)。

根据桩两侧侧向位移相等, 可得桩-土右侧接触面所满足的边界条件:

$$\begin{cases} u = y_0(1 + z/l) \cos(kx - \omega t) \\ \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (13)$$

式中:  $b$  为桩的计算宽度 (m)。

海床土体左右两侧界面满足如下的边界条件:

$$\begin{cases} \sigma_x = \sigma_0 \\ \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (14)$$

式中:  $\sigma_0$  为土体的围压 (Pa)。海洋环境下, 桩土相互作用系统就可以用式 (1), (4) 和 (5) 组成的偏微分方程组及式 (9) ~ (14) 组成的边界条件来表达, 求得桩体两侧土体的侧向应力, 两者之差即为作用于桩身的侧向土压力。

## 2 关于桩体土压力的讨论

### 2.1 数值求解方法

对于上述桩-土相互作用的数学模型, 在 FlexPDE 软件环境下进行编程求解, 可以得到桩体土压力的数值解。FlexPDE 是美国 PDE Solution 公司专门开发的一款完全整合的偏微分方程求解器, 可用于求解线性和非线性偏微分方程 (组) 的数值解。该软件最基本的工作原理是应用 Galerkin 法将偏微分方程 (组) 描述的系统转化为有限元模型进行求解, 网格的数量和密度可以根据设定的误差限度自动调整。对于非线性偏微分方程, FlexPDE 使用修正的 Newton-Raphson 叠代法来求解<sup>[15]</sup>。FlexPDE 可应用于求解多种多场耦合问

题,关于应用其求解波浪-海床相互作用问题的有效性的证明可参考文献[16]。

基于上述数学模型求得的桩体土压力,综合了海洋环境条件、海床土体条件及桩体条件等多方面的影响,下面对其中几项重要影响因素作一讨论。

### 2.2 桩体挠度的影响

海洋环境参数与地质参数的取值分别为:  
 $H=6\text{ m}$ ,  $L=100\text{ m}$ ,  $T=8\text{ s}$ ,  $h=12\text{ m}$ ,  $k_x=k_z=3 \times 10^{-9}\text{ m/s}$ ,  
 $\rho_w=980\text{ kg/m}^3$ ,  $n=0.35$ ,  $\beta=5.26 \times 10^{-10}$ ,  $E=2.76\text{ MPa}$ ,  
 $\mu=0.3$ 。假设钢管桩桩长为40 m,桩直径为3 m。本节探讨桩体挠度的影响,取4种桩顶位移展开讨论,分别为10 mm,20 mm,30 mm和40 mm。基于这些基本参数,在FlexPDE对上述数学模型进行编程求解。计算区域取为: $-200\text{ m} \leq x \leq 200\text{ m}$ ,  
 $-100\text{ m} \leq z \leq 0$ 。图4为10 mm桩体位移下桩体土压力的时空分布,图形显示,桩体土压力在桩体两端变化幅度较大,向中部变化幅度逐渐减小;沿深度方向,土压力的相位出现滞后现象。这一现象表明:与陆上桩基不同,受波浪影响,海洋桩基桩周土体不会同时发挥最大程度限制桩体位移的作用,甚至部分土体会加剧桩体的变位。传统的桩体土压力的计算方法(如 $m$ 法, $p$ - $y$ 曲线法和 $NL$ 法等)由于没有考虑波致海床失稳的影响,因此无法反映上述特征,这将导致设计出的海洋建筑物偏于不安全。图5为不同桩体挠度下土压力幅值包络图。图形显示,沿深度方向,土压力先增大,至约0.2倍桩长深度处达到最大值,而后逐渐减小;在不考虑土体塑性的情况下,随着桩体挠度的增大,桩身土压力也增大,土压力越大,增长幅度也越大。

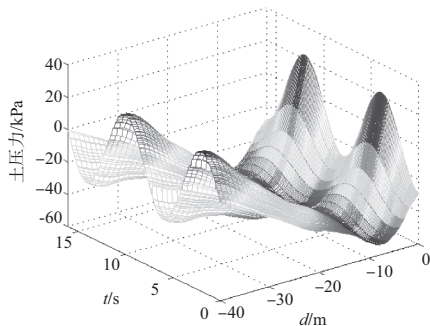


图4 桩体土压力的时空分布

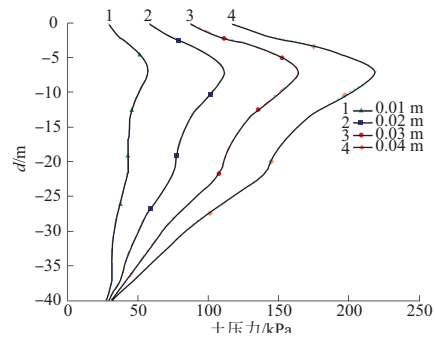


图5 桩体挠度对土压力幅值的影响

### 2.3 波高的影响

取4种波高,分别为6m,8m,10m和12m,桩顶位移为10 mm,其余参数取值同2.2。图6为不同波高对应的桩体土压力幅值包络图。图6显示,在不考虑土体塑性的情况下,随着波高的增大,桩体上部土压力变化不大,桩体下部土压力将增大,沿深度方向递增;波高增长至一定程度,桩体土压力的分布将会发生显著改变。

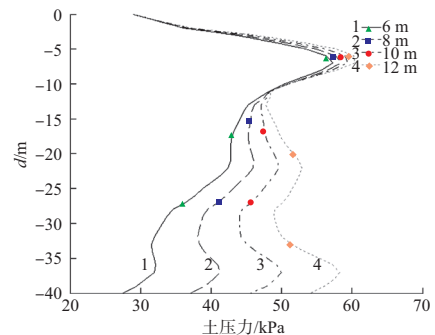


图6 波高对土压力幅值的影响

### 2.4 水深的影

取4种水深,分别为8 m,10 m,12 m和14 m,桩顶位移为10 mm,其余参数取值同2.2。图7为不同水深对应的桩体土压力幅值包络图。图形显示,随着水深的增大,桩体土压力幅值有减小的趋势,总体上桩体上部的减小幅度小于下部,桩

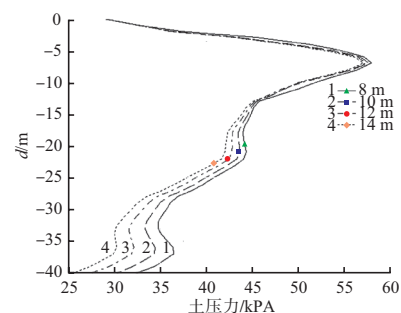


图7 水深对土压力幅值的影响



趾附近减小幅度最大, 桩顶附近几乎无变化。

### 2.5 土体压缩模量的影响

取4种压缩模量, 分别为1.38 MPa, 2.76 MPa, 13.8 MPa, 和27.6 MPa, 桩顶位移为10 mm, 其余参数取值同2.2。图8为不同土体模量对应的桩体土压力幅值包络图。图形显示, 在不考虑土体塑性的情况下, 随着桩体土体模量的增大, 桩身土压力也增大, 土压力越大, 增长幅度也越大。

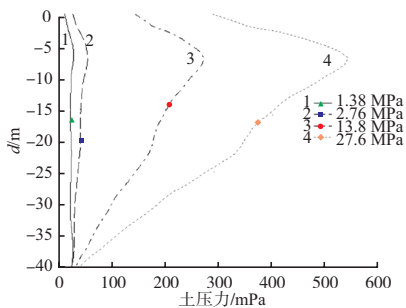


图8 土体模量对土压力幅值的影响

以上讨论表明, 海床失稳对桩体土压力的幅值和分布均有较大影响, 有必要建立一种新的土压力计算公式, 以保证海洋桩基及上部结构设计的安全性, 关于这方面进一步的工作, 将另文阐述。

### 3 结论

1) 考虑海床失稳影响后, 沿深度方向, 桩体土压力先递增, 至0.2倍桩长深度处达到最大值, 而后递减。

2) 桩体土压力沿深度方向会出现相位滞后, 即不会同时达到最大值, 在进行桩-土相互作用分析中需考虑相位滞后的影响。

3) 随着桩体挠度或土体模量的增大, 桩体土压力也会增大, 土压力越大, 增长幅度也越大。

4) 随着波高的增大或水深的减小, 桩体土压力也会增大, 下部增长幅度大于上部, 桩趾附近增长幅度最大, 桩顶附近几乎无变化; 波高对桩体土压力的分布有显著影响。

### 参考文献:

[1] Bea R G. How sea floor slides affect offshore structures[J]. Oil Gas, 1971, 29 : 88-92.

- [2] McClelland B, Cox W R. Performance of pile foundations for fixed offshore structures[C]// Proceedings, BOSS'76, International Conference on Behavior of Off-shore structures. Norway:University of Trondheim, 1976: 528-544.
- [3] Bea R G, Audibert J M E. Offshore platforms and pipelines in Mississippi River Delta[J]. J Geotechn Eng Div, ASCE 1980, 106 (8) : 853-869.
- [4] Sterling G H, Strohbeck E E. The failure of the South Pass 70 "B" Platform in Hurricane Camille[C]. Proceedings of the 5th Offshore Technology Conference. 1973: 719-730.
- [5] Yamamoto T. On the response of a poro-elastic bed to water waves[J]. Journal of Fluid Mechanics, 1978, 87(1): 193-206.
- [6] Yamamoto T. Wave-induced pore pressures and effective stresses in inhomogeneous seabed foundations[J]. Ocean Engineering, 1981, 8(1) : 1-16.
- [7] Yamamoto T. On the response of a Coulomb-damped poro-plastic bed to water waves[J]. Marine Geotechnology, 1983, 5 (2) : 93-130.
- [8] Gade H G. Effects of a non-rigid impermeable bottom on plane surface waves in shallow water[J]. J Mar Res, 1958, 16 : 61-82.
- [9] Poulos H G. Analysis of piles in soil undergoing lateral movement[J]. J SMFD ASCE, 1973, 99 (5) : 391-406.
- [10] Stewart D P, Jewell R J, Randolph M F. Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements[J]. Geotechnique, 1994, 44 (2) : 277-296.
- [11] Matlock H. Correlations for design of laterally-loaded piles in soft clay[C]. Proc 2nd Annual Offshore Tech Conf, Houston, TX, 1970, 577-594.
- [12] Reese LC, Cox W R. Analysis of laterally loaded in sand[C]. Proc Fifth Offshore Tech Conf. Houston, TX: 1974.
- [13] Lee C Y, Poulos H G, Hull T S. Effect of seabed instability on offshore pile foundations[J]. Can Geotechn J, 1991, 28 : 729-737.
- [14] Biot M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941, 12: 155-164.
- [15] PDE Solutions Inc. FlexPDE 6 Help, Version 6.06[M]. USA: PDE Solutions Inc, 2009.
- [16] Zhang Yongli, Li Jie. Analytical solution for wave-induced response of isotropic poro-elastic seabed[J]. Science China-Technological Sciences, 2010, 53(10) : 2 619-2 629.