

文章编号: 1673-2049(2012)01-0050-06

# 东海大桥海上风电场海床稳定性评价

张永利<sup>1,2</sup>, 李 杰<sup>2</sup>

(1. 国电联合动力技术有限公司, 上海 200062; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

**摘要:** 将基于总应力法的波致土体剪切破坏准则与基于有效应力法的液化准则相结合, 对东海大桥海上风电场海床稳定性进行了分析, 讨论了平均波高、百年一遇波高及破碎波高 3 种波况下, 场地土体有效正应力、振荡正应力及应力角等值线的变化情况, 得到了波高对海床稳定性的影响。结果表明: 该方法可为海上风电场的选址及基础设计提供参考。

**关键词:** 海上风电场; 海床稳定性; Biot 固结理论; 解析法; 数值方法; 土体

**中图分类号:** TU311.2 **文献标志码:** A

## Evaluation of Seabed Stability of Offshore Wind Farm for Donghai Bridge

ZHANG Yong-li, LI Jie

(1. Guodian United Power Technology Co., Ltd, Shanghai 200062, China; 2. Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** According to the wave-induced soil shear failure criterion based on the total stress method and the liquefaction criterion based on the effective stress method, authors analyzed the seabed stability of offshore wind farm for Donghai Bridge, and discussed effective normal stress, oscillating normal stress and stress angle contours of the soil under three wave conditions, namely, mean wave height, once-in-a-century wave height and breaking wave height, and the influence of wave height on the seabed stability was obtained. Results show that the method can provide reference for the foundation design of offshore wind farm and location.

**Key words:** offshore wind farm; seabed stability; Biot consolidation theory; analytical method; numerical method; soil

## 0 引言

近年来,波致海床失稳问题引起了海岸工程师、岩土工程师和结构工程师的广泛关注,主要原因在于,许多海岸结构物(如直墙、沉箱和管线等)因波致海床响应过大引起破坏,而不是施工质量缺陷。波浪在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和有效应力的改变。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,甚至产生液化。一旦

发生液化,土颗粒就有可能像流体一样被底部海流带走,或随着波浪作用产生的质量搬移而迁移。海洋环境中,海床失稳的现象时有发生。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、大陆坡区域,甚至到深水域。海床失稳是近海结构物遭受损伤或破坏的主要原因<sup>[1-2]</sup>。

自 20 世纪 40 年代以来,各国研究人员基于不同的假设提出了多种波致海床失稳的简化模型。最常用的简化模型可以分为 2 类,即解耦模型(又称排水模型)和固结模型(又称拟静力模型)。解耦模型

收稿日期: 2011-10-20

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划项目(2006BAA01A23)

作者简介: 张永利(1982-),男,河南开封人,工学博士, E-mail: zhylcg@126.com。

假定土体为不可压缩介质,既不考虑土骨架运动变形与孔隙水渗透的耦合效应,也不考虑水质点运动和土体运动加速度的影响<sup>[3-8]</sup>。固结模型假设孔隙水和土体可压缩,忽略加速度的影响,孔隙水流动满足达西定律,模型的控制方程为 Biot 固结方程。自 20 世纪 70 年代以来,这一模型被广泛地用于研究波致海床失稳问题。研究人员已经提出了一系列的基于固结模型的解析解和数值方法来研究波致海床失稳问题。然而,在求解解析解中,都分别采用了不同的简化假定,其有效性值得商榷,而且所得解析结果多以系数矩阵的形式给出,解的形式较为复杂,不便于工程应用。另外,在解析求解中,没有考虑围压、侧向排水条件的影响,所得结果与实际情况存在较大的差别,不能直接用于海床地质评价。本文中笔者将采用一种基于总应力法的波致土体剪切破坏准则,综合考虑围压、侧向排水条件及土体渗透率、孔隙率和剪切模量变异性等多方面因素的影响,并结合 Okusa<sup>[9]</sup>所提出的基于有效应力法的液化准则,对东海大桥海上风电场海床稳定性进行评估。本文中的方法可为海上风电场的选址及基础设计提供参考。

## 1 波浪-海床相互作用的固结模型

### 1.1 控制方程

波浪压力会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,海水深度为  $h$ ,海床厚度为  $d$ ,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

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

$$\beta = \frac{1}{K} + \frac{1 - S_r}{P_{w0}} \quad (2)$$

式中: $\epsilon_v$  为土体的体应变; $k_x, k_z$  分别为水平和垂直方向的渗透系数,对于各向同性的海床, $k_x = k_z$ ;  $p$  为超孔隙水压力; $\gamma_w$  为水的重度; $n$  为土体孔隙率; $\beta$  为孔隙水的压缩率; $t$  为时间; $K$  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  $S_r = 1$ ;  $P_{w0}$  为绝对孔隙水压力。

土体的体应变  $\epsilon_v$  可以表示为

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

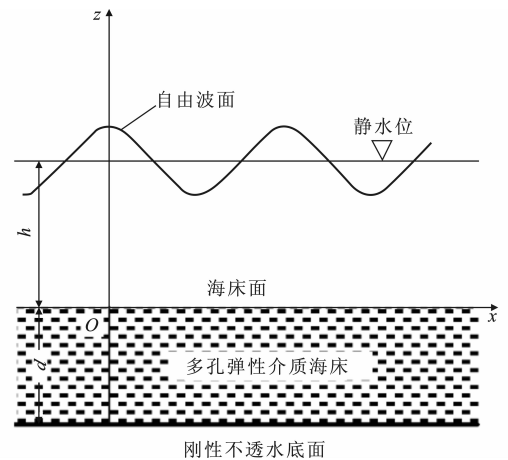


图 1 波浪及海床

Fig. 1 Wave and Seabed

式中: $u, w$  分别为土体水平和垂直方向的位移。

根据 Biot 固结理论<sup>[10]</sup>,二维海床土体的有效应力变化满足如下的平衡方程

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial x} \quad (4)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (5)$$

式中: $\sigma_x, \sigma_z$  分别为土体水平和垂直方向的有效应力; $\tau$  为剪应力。

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

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

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

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

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

将式(6)~(8)分别代入式(4),(5),可得

$$G \nabla^2 u + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \epsilon_v}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial x} \quad (9)$$

$$G \nabla^2 w + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \epsilon_v}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (10)$$

式(1),(9),(10)所组成的偏微分方程组即为波浪-海床相互作用问题的控制方程,在一定的边界条件下,求解此方程组即能得到波浪作用下海床土体的响应。

### 1.2 边界条件

海床表面土体的有效正应力和剪应力均为 0,孔隙水压力与波况有关,即海床表面满足如下的边

界条件

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z = 0, z = 0 \\ \tau_{xz} = 0, z = 0 \\ p = P_z, z = 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中:  $P_z$  为波浪作用于海床面的动水压力。

线性波作用下的  $P_z$  可以表示为

$$P_z = \frac{\gamma_w H}{2 \cosh(kh)} \cos(kx - \omega t) \quad (12)$$

式中:  $H$  为平均波高;  $\omega$  为波浪的角频率;  $k$  为波数。

当海床厚度  $d$  足够大时,海底土体的渗流和位移均为 0,海底面不透水,即海底面满足如下边界条件

$$\left. \begin{aligned} u = 0, z = -d \\ w = 0, z = -d \\ \frac{\partial p}{\partial z} = 0, z = -d \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

海床土体左右两侧界面满足如下的边界条件

$$\left. \begin{aligned} u = 0 \\ \sigma_x = \sigma_0 \\ \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中:  $\sigma_0$  为施加于土体两侧的围压。

## 2 失稳判别准则

在海洋建筑物、构筑物的基础设计中,一项很重要的工作就是要进行海床失稳评价,因为海床失稳可能会引起建筑物的破坏。总体上,海床失稳可以分为 3 种类型:剪切破坏、土层液化和冲刷。本文中仅讨论海床土体的剪切破坏与土层液化问题。

### 2.1 剪切破坏

对于由式(1),(9),(10)所组成的控制方程组,在式(11)~(14)所述的边界条件下,应用伽辽金法可以求得土体的有效应力  $\sigma_x, \tau_{xz}$ 。根据有效应力原理,土体总的正应力和剪应力可分别由如式(15)~(17)求得

$$\bar{\sigma}_x = -(\gamma_s - \gamma_w)K_0 z + \sigma_x + \gamma_w(h - z) + p \quad (15)$$

$$\bar{\sigma}_z = -(\gamma_s - \gamma_w)z + \sigma_z + \gamma_w(h - z) + p \quad (16)$$

$$\bar{\tau}_{xz} = \tau_{xz} \quad (17)$$

式中:  $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_z$  分别为土体水平和竖直方向的总应力;  $\bar{\tau}_{xz}$  为土体的剪应力;  $\gamma_s$  为饱和土的重度;  $K_0$  为静止侧向土压力系数,  $K_0 = \mu / (1 - \mu)$  或  $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$ ,  $\varphi'$  为土体的有效内摩擦角,  $K_0$  一般取值范围为 0.4~1.0。

根据弹性力学理论,土体总主应力可表示为

$$\sigma_1 = \frac{\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_z}{2}\right)^2 + \bar{\tau}_{xz}^2} \quad (18)$$

$$\sigma_3 = \frac{\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_z}{2}\right)^2 + \bar{\tau}_{xz}^2} \quad (19)$$

则土体中某点的应力状态可以表示为

$$\sin(\Phi) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c / \tan(\Phi)} \quad (20)$$

式中:  $\Phi$  为土体的应力角;  $c$  为粘聚力。

式(15)~(17)是波浪作用下土体的瞬时响应结果,因此,在判断土体是否发生剪切破坏时,土体的强度指标选用固结不排水强度指标。在固结不排水三轴试验中,砂土或正常固结粘土的强度包络线都可以用下式来表示

$$\bar{\tau}_f = \bar{\sigma}_f \tan(\Phi_f) \quad (21)$$

式中:  $\bar{\tau}_f, \bar{\sigma}_f$  分别为土体破坏面上的剪应力和正应力;  $\Phi_f$  为土体的内摩擦角。

式(21)等号右边仅包含摩擦强度项,未包含粘聚力强度项,即其粘聚力  $c$  取值为 0。将  $c = 0$  及式(18),(19)代入式(20)可得

$$\sin(\Phi) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{\sqrt{(\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_z)^2 + 4\bar{\tau}_{xz}^2}}{\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_z} \quad (22)$$

当应力达到失效包络线,应力角  $\Phi$  等于内摩擦角  $\Phi_f$ ,如图 2 所示。当  $\Phi > \Phi_f$  时,实际剪应力就会大于土体的抗剪强度,土体会发生剪切破坏。因此,波浪作用下,土体发生剪切破坏的准则可以表示为

$$\Phi \geq \Phi_f \quad (23)$$

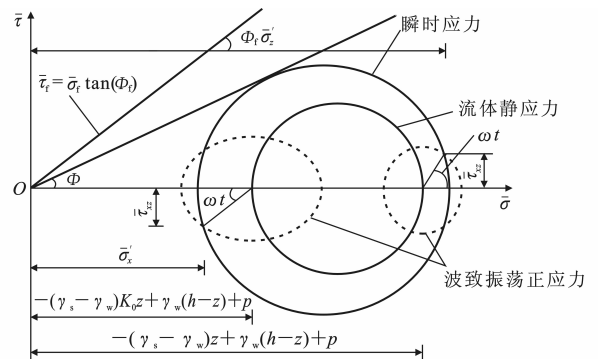


图 2 波浪导致的总应力莫尔圆

Fig. 2 Wave-induced Total Stress Mohr's Circle

### 2.2 土层液化

在海洋工程实践中,饱和砂土在波压力作用下会趋于密实,导致孔隙水压力上升,相应地土体有效应力降低,当超孔隙水压力等于土体的有效应力时,土粒就会处于悬浮状态,能够像液体一样流动,完全失去了承载力,这就是传统的波致液化问题。波致液化问题受多种因素的影响,如土体的密实程度、渗透性、波高、波周期及海床的排水条件等。本文中的研

究限于瞬时液化问题,所谓瞬时液化即土骨架和孔隙水对加载波的瞬时响应。截至目前,瞬时液化的判别准则可分为 4 类:

(1)第 1 类液化准则。第 1 类液化准则是 Okusa 于 1985 年提出的,它是基于有效应力概念的液化准则<sup>[11]</sup>。土体中某点的垂直有效正应力大于其以上土层的自重时,土体在该点就会发生液化,即

$$-(\gamma_s - \gamma_w)z - \sigma_z \leq 0 \quad (24)$$

式中:不等式左边第 1 项为土体自重所引起的平均有效地应力,第 2 项为波致振荡正应力,如图 2 中的虚线所示。

(2)第 2 类液化准则。基于 Okusa 的研究, Tsai<sup>[12]</sup>将液化状态的定义推广到了三维的情形,他提出当平均有效正应力变为 0 时土体发生液化。这就是第 2 类液化准则,其数学表达式为

$$\frac{1}{3}[-(\gamma_s - \gamma_w)(1 + 2K_0)z - (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)] \leq 0 \quad (25)$$

式中:不等式左边第 1 项为土体自重所引起的平均有效地应力,第 2 项为波致振荡正应力。

(3)第 3 类液化准则。Jeng<sup>[13]</sup>认为,对于土体中的一点,当其土层的垂直有效地应力小于该点垂直向下的超孔隙压力时,土体发生液化,这就是第 3 类液化准则。第 3 类液化准则适用于海床厚度与波长之比远小于 1 的情况。对于二维情形,判别准则的表达式为

$$-(\gamma_s - \gamma_w)z - [-(p_b - p)] \leq 0 \quad (26)$$

式中:不等式左边第 1 项为上覆土层的垂直有效地应力,第 2 项为波致超孔隙水压力。

(4)第 4 类液化准则。Jeng<sup>[14]</sup>将第 3 类液化准则推广到了三维的情形,提出了第 4 类液化准则,其判别液化的表达式为

$$-\frac{1}{3}(\gamma_s - \gamma_w)(1 + 2K_0)z - [-(p_b - p)] \leq 0 \quad (27)$$

式中: $p_b$ 为作用于海床面的波压力;不等式左边第 1 项为土体自重所引起的平均有效地应力,第 2 项为波致超孔隙水压力。

第 1 类液化准则形式简单,物理意义明确,与地震液化判别准则相似,因此,本文中采用第 1 类液化准则进行海床液化失稳的判别。

### 3 实例分析

东海大桥海上风电场是亚洲第 1 座海上风电场,位于临港新城至洋山深水港的东海大桥两侧,预计发电量可达 2.6 亿度,可提供上海 20 多万户居民

使用 1 年。东海大桥风电场的地质剖面如图 3 所示,其中, $E$ 为土体的弹性模量, $C_u$ 为土体的粘聚强度, $\gamma_{sat}$ 为饱和土体的重度。波浪参数见表 1。取海床厚度为 79 m,海床简化为 4 层土,即图 3 中的最上面 4 层土,假设粉质粘土以下皆为砂质粉土。海床渗流计算参数见表 2。

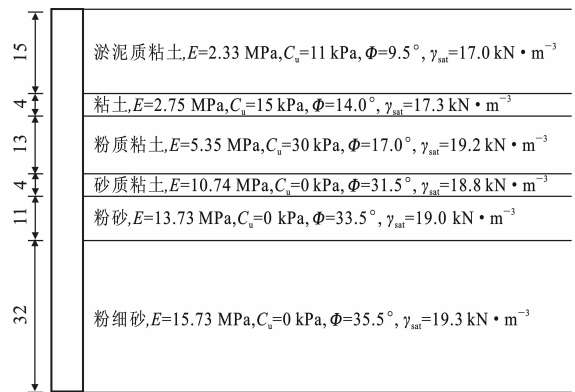


图 3 土层轮廓(单位:m)

Fig. 3 Soil Skeleton (Unit: m)

按照上述方法,应用 Galerkin 法求得在平均波高 2.83 m、百年一遇的波高 5.81 m 及破碎波高 11.7 m (0.78h)这 3 种波况下东海大桥海上风电场海床土体的响应。图 4 为不同波况下土体应力角等值线的分布。从图 4 可以看出:对于同一深度的土体,波峰处的应力角大于波谷处,波峰处土体会先于波谷处发生剪切破坏;沿深度方向,应力角先递减而后递增,应力角变化率沿深度基本呈现递减的趋势,说明波浪的影响越来越弱;在波高较小的情况下,沿波浪传播方向应力角等值线大体上呈现正弦(或余弦)规律变化,向深度方向发展逐渐变成一条直线;随着波高的增加,应力角等值线由正弦(或余弦)逐渐演变成闭合的椭圆,波高越大,应力角等值线变化率越大;根据式(20),3 种波况下,土体均未发生剪切破坏。图 5 为不同波况下土体振荡正应力极值沿深度的分布。从图 5 可以看出,由于海床土体的非均质性,波致振荡正应力呈现出较为明显的非线性变化,在各土层内,波致振荡正应力先是随深度增加逐渐增大而后递减,并最终递减至 0。比较图 5(a)~(c)可知,土体内的最大波致振荡正应力与波高成正比。图 6 为不同波况下土体总有效正应力极值沿深度的分布情况,根据式(24)可知,在前 2 种波况下,仅表层土体发生了液化,当波高升至破碎波高,液化深度增加至 4 m 左右。对比图 4(c)和图 6 可知,尽管根据剪切破坏准则,表层软粘土并未发生剪切破坏,但波浪所引起的振荡正应力仍有可能使土体发生液化。

表1 波浪参数

Tab.1 Wave Parameters

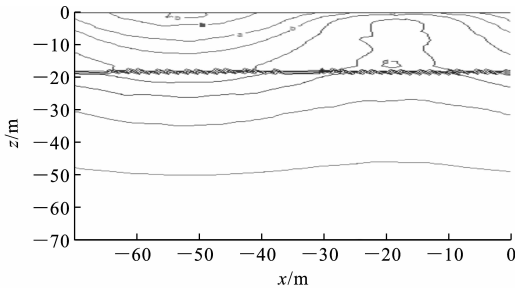
平均波高/m	波周期/s	波长/m	波速/(m·s <sup>-1</sup> )	H <sub>1%</sub> /m	H <sub>4%</sub> /m	H <sub>5%</sub> /m	H <sub>13%</sub> /m
2.83	7.76	74	9.55	5.81	5.06	4.92	4.24

注: H<sub>1%</sub>为累计频率为1%的波高(百年一遇波高); H<sub>4%</sub>, H<sub>5%</sub>, H<sub>13%</sub>分别为累计频率为4%, 5%, 13%的波高。

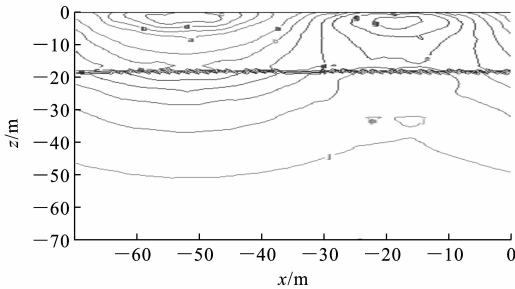
表2 海床渗流计算参数

Tab.2 Seabed Seepage Calculation Parameters

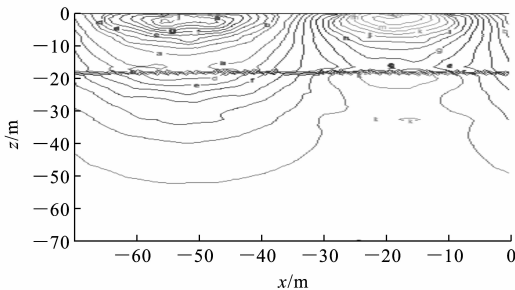
土层类型	渗透系数/(10 <sup>-6</sup> m·s <sup>-1</sup> )	孔隙率	压缩率/10 <sup>-10</sup>	泊松比	剪切模量/MPa	层厚/m
淤泥质粘土	9.41	0.60	5.26	0.35	0.83	15
粘土	9.41	0.60	5.26	0.35	1.02	4
粉质粘土	9.41	0.45	5.26	0.30	2.05	13
砂质粉土	10.00	0.45	5.26	0.30	4.04	44



(a) 平均波高为2.83 m



(b) 百年一遇波高为5.81 m



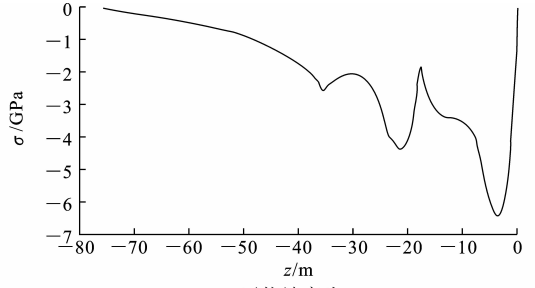
(c) 破碎波高为11.7 m

图4 不同波况下土体应力角等值线

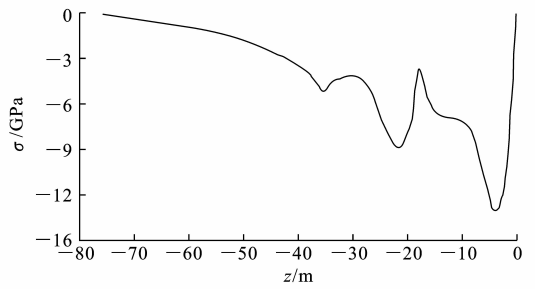
Fig.4 Soil Stress Angle Contours Under Different Wave Conditions

## 4 结语

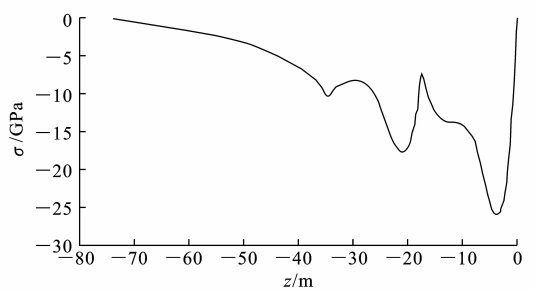
(1)在百年一遇的波况下,东海大桥海上风电厂海床土体不会发生剪切破坏或液化,但若波高达到极限波高,上层软粘土会发生液化现象,液化深度约为4 m。



(a) 平均波高为2.83 m



(b) 百年一遇波高为5.81 m



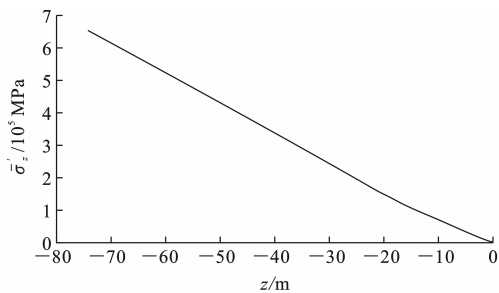
(c) 破碎波高为11.7 m

图5 不同波况下土体振荡正应力极值沿深度的分布

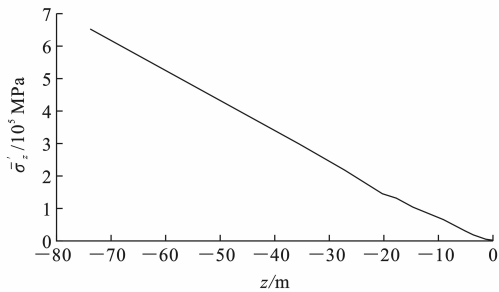
Fig.5 Oscillating Normal Stress Extrema Distributions of Soil vs Depth Under Different Wave Conditions

(2)软粘土在发生剪切破坏之前可能会发生液化,仅根据剪切破坏准则判别软粘土的状态是不安全的,只有将剪切破坏准则和液化准则结合起来才能更为全面、准确地评定海床土体的状态。

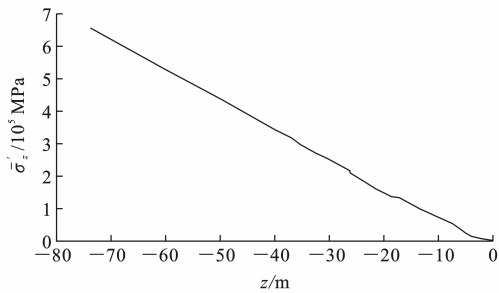
(3)不区分粘土的粘聚强度与摩擦强度的情况下,基于总应力法所建立的波致土体剪切破坏准则



(a) 平均波高为2.83 m



(b) 百年一遇波高为5.81 m



(c) 破碎波高为11.7 m

图 6 不同波况下土体总有效正应力极值沿深度的分布

### Fig. 6 Total Effective Normal Stress Extrema Distributions of Soil vs Depth Under Different Wave Conditions

通用性强,适用于砂土和正常固结粘土,而且总应力强度指标的确定较为容易,精度较高。因此,相比基于有效应力法的剪切破坏准则,本文中所提出的海床剪切破坏准则实用性更强。

### 参考文献:

### References:

[1] BARENDT F B J. Interaction Between Ocean Waves and Sea-bed[C]//GECD. On Geotechnical Engineering for Coastal Development; Theory and Practice on Soft Ground (Geot-Coastal'91). Yokohama; GECD, 1991:1091-1108.

[2] BEA R G, WRIGHT S G, SIRCAR P, et al. Wave-induced Slides in South Pass Block 70, Mississippi Delta

[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 109 (4): 619-644.

[3] PUTNAM J A. Loss of Wave Energy Due to Percolation in a Permeable Sea Bottom[J]. Transactions of the American Geophysical Union, 1949, 30 (3): 349-356.

[4] SLEATH J F A. Wave-induced Pressures in Beds of Sand[J]. Journal of the Hydraulics Division, 1970, 96 (2): 367-378.

[5] LIU P L F. Damping of Water Waves Over Porous Bed[J]. Journal of the Hydraulics Division, 1973, 99 (12): 2263-2271.

[6] MASSEL S R. Gravity Waves Propagated over Permeable Bottom[J]. Journal of the Waterways Harbors and Coastal Engineering Division, 1976, 102 (2): 111-121.

[7] NAKAMURA H, ONISHI R, MINAMIDE H. On the Seepage in the Seabed Due to Waves[C]//JSCE. Proceedings of 20th Coastal Engineering Conference. Taipei: JSCE, 1973: 421-428.

[8] MOSHAGEN H, TORUM A. Wave Induced Pressures in Permeable Seabeds[J]. Journal of Waterways Harbors and Coastal Engineering Division, 1975, 101 (1): 49-57.

[9] OKUSA S. Wave-induced Stresses in Unsaturated Submarine Sediments[J]. Geotechnique, 1985, 35 (4): 517-532.

[10] BIOT M A. General Theory of Three-dimensional Consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941, 12 (2): 155-164.

[11] ZEN K, YAMAZAKI. Mechanism of Wave-induced Liquefaction and Densification in Seabed Foundations [J]. Soils and Foundations, 1990, 30 (1): 90-104.

[12] TSAI C P. Wave-induced Liquefaction Potential in a Porous Seabed in Front of a Breakwater[J]. Ocean Engineering, 1995, 22 (1): 1-18.

[13] JENG D S. Soil Response in Cross-anisotropic Seabed Due to Standing Waves[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123 (1): 9-19.

[14] JENG D S. Wave-induced Seabed Instability in Front of a Break Water [J]. Ocean Engineering, 1997, 24 (10): 887-917.