

文章编号:1006-2467(2019)08-0898-09

DOI: 10.16183/j.cnki.jsjtu.2019.08.002

孤立波作用下埋管斜坡海床及海底管道的响应分析

潘佳禾^a, 廖晨聪^{a,b,c}, 陈锦剑^{a,b,c}

(上海交通大学 a. 土木工程系; b. 海洋工程国家重点实验室;
c. 高新船舶与深海开发装备协同创新中心, 上海 200240)

摘 要: 通过建立孤立波-斜坡海床-海底管道耦合模型,研究在孤立波作用下近岸浅水区域埋管周围斜坡海床土体的孔隙水压力响应和海底管道的受力及位移.采用考虑 $k-\epsilon$ 湍流的 Navier-Stokes 方程模拟孤立波在海底斜坡上的破碎、爬升及回落过程,并且通过计算获得斜坡表面波压力;基于 Biot 固结方程,建立波压力作用下的斜坡模型;基于线弹性理论,利用偏微分方程建立海底管道模型;计算分析埋管海床土体的孔压响应特征及管道的受力与变形;通过与文献试验数据和解析解的对比,验证了该分析方法与模型的准确性;利用验证后的数值模型,计算在孤立波作用下斜坡海床埋置管道周围土体的孔隙水压力响应、纵向有效应力响应、管道的纵向受力及位移.数值模拟结果表明:在孤立波回落阶段,埋置于斜坡海岸线附近的管道周围土体孔压下降明显,管道出现较大上浮,相较于水平海床和斜坡坡脚,此处管道的受力和位移情况最为不利.另外,管道埋深、土体参数,以及波浪的破碎、爬升及回落过程都对计算结果有着重要的影响.

关键词: 斜坡;海床;孤立波;海底管道;耦合模型

中图分类号: P 75 **文献标志码:** A

Solitary Wave-Induced Response of Sloping Seabed with a Buried Pipeline

PAN Jiahe^a, LIAO Chencong^{a,b,c}, CHEN Jinjian^{a,b,c}

(a. Department of Civil Engineering; b. State Key Laboratory of Ocean Engineering;
c. Collaborative Innovation Center for Advanced Ship and Deep-Sea Exploration,
Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: Through the solitary wave-sloping seabed-submarine pipeline coupling model, the pore water pressure response, stress and displacements of submarine pipelines around the buried pipelines in shallow coastal areas under solitary waves are studied. The Navier-Stokes equations considering $k-\epsilon$ turbulence are used to simulate the break, rise and fall of solitary waves on the gentle slope of the seabed. The surface pressure of the gentle slope is calculated. Based on the Biot consolidation equation, the slope model under the wave pressure is established. Based on the linear elasticity theory, the pipeline model is established by partial differential equation. The pore water pressure response characteristics, stress and deformation of the buried pipe seabed soil are calculated and analyzed. Compared with the test data and analytic solutions in literatures, the accuracy of analytical method and the model is verified. By using the validated numerical

收稿日期:2018-02-28

基金项目:国家自然科学基金资助项目(41372282,51679134,41602282)

作者简介:潘佳禾(1993-),女,浙江省绍兴市人,硕士生,主要研究方向为海洋岩土力学与工程.

通信作者:陈锦剑,男,副教授,博士生导师,电话(Tel.):021-34204833;E-mail:chenjj29@sjtu.edu.cn.

model, the pore water pressure response and the vertical effective stress response of soil around the embankment on gentle slope seabed under the action of solitary waves are calculated. The vertical force and displacement deformation of the pipelines are also calculated. The results show that, during the solitary wave run-down phase, the pore pressure around the pipelines buried near the coastline of the slope descends obviously, and the pipelines go up greatly. Compared with the situation of buried horizontal seabed and slope foot, the stress and displacement of the pipelines are the most unfavorable here. Besides, pipeline depth, soil parameters and the break, rise and fall of wave have a significant impact on the calculation results.

Key words: slope; seabed; solitary wave; submarine pipeline; coupling model

随着人类对海洋的开发,近岸海域内工程结构物的数量日益增加.以斜坡为主的近岸海床是海底油气管道“登陆”的重要过渡地带.在近岸浅水环境下,海床及管道的受力状态易受波浪作用的影响,浅水区域的波浪呈现出诸如孤立波的特殊形态.孤立波在斜坡海床上爬升和回落时,会引起孔隙水压力变化,可能导致海床的液化与滑坡,进而危及海底管道等近岸结构物.

孤立波是一种模拟近岸浅水环境的常用波形,也被广泛地用于模拟海啸等极端波浪^[1].当孤立波传播到近岸斜坡海底地带时,由于水深变浅,波浪的波幅和非线性均有所增加,而到达海岸线后波浪还会继续向陆地爬升及回落.对于孤立波在斜坡上的破碎、爬升及回落过程已有较多实验观测和数值模拟研究. Synolakis^[2]通过水槽实验捕捉斜坡上孤立波的变化波面.宣瑞韬^[3]采用考虑造波区波动非稳态特性的造波方法,在水槽实验中模拟孤立波和双孤立波波形的传播及爬高过程.王贺等^[4]基于雷诺平均 Navier-Stokes(RANS)方程、流体体积(VOF)方法及修正的 Goring 造波方法,实现对孤立波在斜坡上的破碎、爬升及回落过程的数值模拟.实际上,孤立波在近岸斜坡上的这种破碎、爬升及回落过程将会影响海床受力及孔压响应.

关于波浪、海床与结构物之间的相互作用问题,已有不少学者开展了研究工作.刘博等^[5]给出一个近似 $u-p$ (固相位移-孔压)动力模型的解析解,考虑在波流共同作用下多孔介质海床的孔隙水压力及有效应力的变化,并研究了潮流流向对海床响应的影响. Jeng 等^[6]通过 Navier-Stokes(N-S)方程控制波浪,提出一个 2 维波浪-海床-防波堤之间相互作用的单向耦合模型,较精准地模拟了三者之间的相互作用. Zhang 等^[7]在此基础上进一步提出单桩-波浪-海床之间相互作用的 3 维模型,研究海床土体的动力响应问题.张军等^[8]利用 COMSOL 软件构建了

波浪-海床-管线计算模型,模拟了在 1 阶 Stokes 波作用下管线周围土体孔压及其有效应力的分布情况.胡翔等^[9]采用准静态 3 维数值分析方法,研究了波浪载荷作用下海床的孔压变化规律及饱和砂质海床中的单桩响应问题.陈宝清等^[10]采用计算流体力学的 OpenFOAM 软件,建立了波浪-海床-结构物数值模型,模拟了在结构物影响下的海床响应. Jeng 等^[11]提出一种新的数值模型,分别探讨了波浪作用下各项同性与各项异性、均质与非均质海床中海底管道附近的孔压、有效应力以及管道自身的应力响应,并分析了不同波浪参数、海床土体参数、管道尺寸对计算结果的影响.

上述研究主要集中于水平海床(相当于远海环境)在周期性波浪作用下的响应,对孤立波的研究主要聚焦在模拟水动力学问题的破碎、爬升及回落过程.最近,有学者开展了对于近岸斜坡海床及结构物响应的研究. Zhao 等^[12]建立了 2 维数值模型,研究在孤立波作用下 1:6 和 1:15 两种倾斜度多孔海床的累积孔隙水压对液化范围的影响. Zhao 等^[13]采用数值方法研究在波浪作用下防波堤附近倾斜海床的土体响应,针对海床渗透系数、波浪周期等参数进行分析,并对比了防波堤附近不同位置的孔压. Young 等^[14]在 48 m 长的水槽中模拟了海啸波(破碎孤立波)对近岸沙滩的侵蚀和沉积作用. Xiao 等^[15]利用物理实验数据,对海啸作用下的沙质海床进行数值模拟,分析不同波高和海床渗透系数对液化深度的影响. Gao 等^[16]设计管土相互作用设备进行足尺物理试验,研究波浪作用下铺设于倾斜海床表面的海底管道上坡及下坡的稳定性.

本文针对近岸斜坡海床,建立孤立波-斜坡海床-海底管道耦合模型.采用 N-S 方程和 $k-\epsilon$ 湍流模型对孤立波进行数值模拟,并将得到的斜坡表面波压力作用于海底斜坡模型.对于斜坡土体,基于 Biot 多孔弹性固结理论建立海床控制方程;对于海底管

道,根据线弹性理论建模,模拟分析埋管斜坡海床和管道在孤立波作用下的响应.通过对比数值模拟结果与试验数据及其解析结果,验证所建模型的准确性.根据计算结果,分析在孤立波作用下斜坡上波压力的水平分布随时间的变化特点及不同位置的孔压随时间的变化规律.此外,对斜坡模型进行参数分析,研究渗透系数对孔压纵向分布的影响.

1 模型与计算方法

孤立波在传播至近岸斜坡时会发生波浪的破碎,并在水平面以上的斜坡继续爬升,至最高点后回落.为了准确地模拟孤立波在斜坡上的破碎、爬升及回落过程中波压力的变化,且以此为基础研究海床

的孔压响应,将模型简化为波浪、斜坡海床、海底管道 3 个部分进行耦合计算.

首先,通过 Flow-3D 软件中的水槽模拟孤立波在斜坡上的破碎、爬升及回落过程,获得斜坡表面的水压力,以水压力减去初始静止水压得到波浪压力 p_b ;然后,采用 COMSOL 软件对斜坡海床和海底管道进行建模,以边界条件的方式利用插值函数将 p_b 施加于斜坡模型的上边界(水土交界处),计算与分析斜坡土体在孤立波作用下的孔压响应.孤立波-斜坡海床-海底管道耦合模型如图 1 所示,模型坐标原点 O 设置于水平海床底面及倾斜斜坡底面的交界处,孤立波由左侧产生, x 轴为波浪行进方向, z 轴为波浪高度方向.

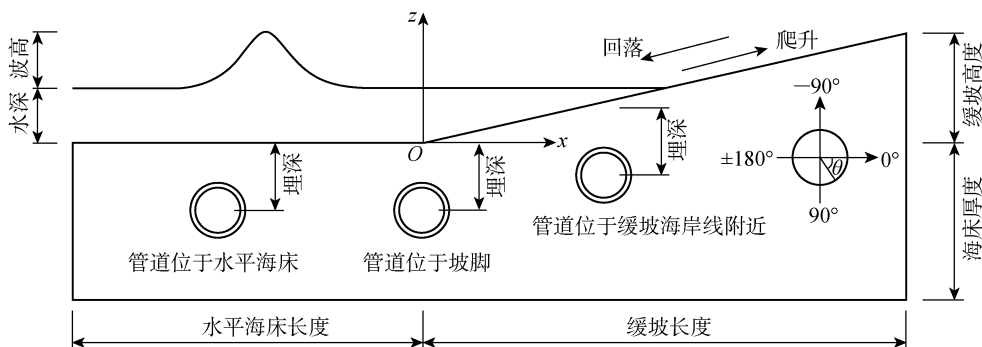


图 1 孤立波-斜坡-海底管道耦合模型

Fig. 1 The solitary wave-sloping seabed submarine-pipeline coupling model

1.1 孤立波模型

在孤立波数值模型中,液体的运动控制方程采用 N-S 方程,选取 $k-\epsilon$ 湍流模型以更真实地反映波浪与海底斜坡之间的相互作用. Flow-3D 软件中用 FAVOR 法划分网格会产生流体面积和体积分数项,其连续性方程及动量方程表达式如下:

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho v_x A_x) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho v_z A_z) = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v_x}{\partial t} + \frac{1}{\varphi_F} \left(v_x A_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_z A_z \frac{\partial v_x}{\partial z} \right) = \\ - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + g + a_x \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v_z}{\partial t} + \frac{1}{\varphi_F} \left(v_x A_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_z A_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = \\ - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + g + a_z \end{aligned} \quad (3)$$

式中: A_x, A_z 分别为 x 和 z 方向流体面积分数; φ_F 为流体体积分数; v_x, v_z 分别为 x 和 z 方向流体速度; ρ 为流体密度; p 为孔隙水压力; μ 为动力黏度; g 为重力加速度; a_x, a_z 分别为 x 和 z 方向黏性加速度.

连续性方程和动量方程的 $k-\epsilon$ 湍流模型:

$$\begin{aligned} \frac{\partial k_T}{\partial t} + \frac{1}{\varphi_F} \left(v_x A_x \frac{\partial k_T}{\partial x} + v_z A_z \frac{\partial k_T}{\partial z} \right) = \\ P_T + f_T + D_{k_T} - \epsilon_T \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \epsilon_T}{\partial t} + \frac{1}{\varphi_F} \left(v_x A_x \frac{\partial \epsilon_T}{\partial x} + v_z A_z \frac{\partial \epsilon_T}{\partial z} \right) = \\ \frac{C_1 \epsilon_T}{k_T} (P_T + C_3 f_T) + D_{\epsilon_T} - C_2 \frac{\epsilon_T^2}{k_T} \end{aligned} \quad (5)$$

式中: k_T 为湍流动能; ϵ_T 为湍流动能耗散率; P_T 为湍流动能产生项; f_T 为湍流浮力产生项; D_{k_T} 为湍流动能扩散项; D_{ϵ_T} 为湍流动能耗散率的扩散项; C_1, C_2, C_3 为无量纲计算系数.

孤立波模型的左侧为波浪入射边界,基于孤立波理论造波;孤立波模型的右侧为波浪流出边界(事实上,由于斜坡长度足够长,保证波浪爬坡后会完全回落,并不会从右侧流出);孤立波模型的上部为水和空气的交界面,气压等于一个标准大气压(101.3 kPa);孤立波模型的底部为水土交界面,采用墙面边界,边界上的流体法向速度为 0.

1.2 埋管海床模型

1.2.1 海床模型 采用 COMSOL 软件对斜坡海床建模,基于 Biot 固结方程,利用偏微分方程模块

对海底斜坡设置本构关系方程. 以边界条件的方式用插值函数将 p_b 施加于斜坡模型的上边界(水土交界处), 计算斜坡土体在孤立波作用下的孔压响应. 基于 Biot 多孔弹性固结理论的海床控制方程为

$$G_s \nabla^2 u_s + \frac{G_s}{1-2\nu_s} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u_s}{\partial x} + \frac{\partial w_s}{\partial z} \right) = \frac{\partial p}{\partial x} \quad (6)$$

$$G_s \nabla^2 w_s + \frac{G_s}{1-2\nu_s} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_s}{\partial x} + \frac{\partial w_s}{\partial z} \right) = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (7)$$

式中: G_s 为土体切变模量; ν_s 为土体泊松比; ∇^2 为拉普拉斯算子; u_s, w_s 为土体在 x 和 z 方向的位移.

假设海床为均匀、饱和多孔、各向同性的弹性土体, 其几何非线性可以忽略, 并且土体的渗透系数 k 在各方向上皆相同, 则土体孔隙中的液体压力可以表示为

$$\nabla^2 p - \frac{\gamma_w n_s \beta_s}{k} \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\gamma_w}{k} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_s}{\partial x} + \frac{\partial w_s}{\partial z} \right) \quad (8)$$

式中: n_s 为土体孔隙率; γ_w 为水的重度; β_s 为孔隙中液体的压缩系数,

$$\beta_s = \frac{1}{K_w} + \frac{1-S}{p_{w0}} \quad (9)$$

K_w 为水的体积模量(此处取 2 GPa); p_{w0} 为绝对水压力; S 为饱和度.

采用合适的边界条件求解 p . 一般认为在海床表面, 水的黏性可以忽略, 即纵向有效应力 σ'_z 和切应力 τ_z 为 0, 且海床表面的孔隙水压力等于波压力. 因此, 边界条件可以表示为

$$\sigma'_z = 0, \quad \tau_z = 0, \quad p = p_b \quad (10)$$

海床底部可以视为不透水的刚性底面. 该底面海床土体的水平位移及纵向位移为 0, 海水的法向流量也为 0, 因此边界条件可以表示为

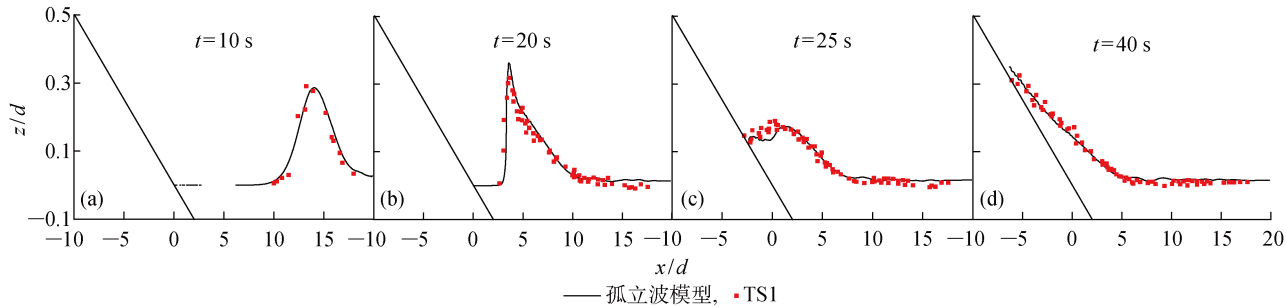


图 2 孤立波模型与 TS1 数值结果的对比

Fig. 2 Comparison of numerical results between solitary wave numerical model and TS1

由图 2 可见, TS1 基本分布在孤立波模型模拟的波浪表面, 虽然孤立波模型波峰高度的模拟结果比 TS1 值略大, 但其波浪的爬升高度及波浪形状与 TS1 的结果吻合得较好. 因此, 孤立波模型能较好地模拟孤立波在斜坡上的破碎、爬升及回落过程.

$$u_s = w_s = 0 \quad (11)$$

在纵向边界上, x 方向的位移为零.

1.2.2 管道模型 采用 COMSOL 软件对海底管道进行建模, 该模型基于线弹性理论, 采用与海床控制方程类似的偏微分方程控制海底管道响应,

$$G_p \nabla^2 u_p + \frac{G_p}{1-2\nu_p} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u_p}{\partial x} + \frac{\partial w_p}{\partial z} \right) = \frac{\partial p}{\partial x} \quad (12)$$

$$G_p \nabla^2 w_p + \frac{G_p}{1-2\nu_p} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_p}{\partial x} + \frac{\partial w_p}{\partial z} \right) = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (13)$$

式中: u_p, w_p 分别为海底管道在 x, z 方向的位移; G_p 为管道材料的切变模量; ν_p 为管道材料的泊松比.

海底管道外壁视为不透水边界, 故管道外壁表面法向流量为 0. 假设管道外壁与海床土体之间无相对位移, 即管道外壁在 x, z 方向的位移与海床土体在 x, z 方向的位移相等, 则管道外壁的边界条件可以表示为

$$\partial p / \partial n = 0, \quad u_s = u_p, \quad w_s = w_p \quad (14)$$

式中: n 为垂直于海底管道壁切线的方向.

2 模型验证

2.1 孤立波模型验证

Synolakis^[2] 针对孤立波在斜坡上的破碎、爬升及回落过程, 在水槽和固定斜坡上开展试验, 并采用该试验数据验证孤立波模型的可靠性. 设定模型参数: 最大水深为 0.29 m, 波高水深比为 0.28, 斜坡倾斜度为 1:20.

孤立波模型与 Synolakis 试验数据^[2] (TS1) 的对比结果如图 2 所示, 其中 t 为波浪运动时间. 图 2 (a)~(c) 所示为孤立波在斜坡上的破碎及爬升过程, 图 2(d) 所示为波浪从最高点回落的阶段.

2.2 埋管海床模型验证

为了验证埋管海床模型的准确性, 将埋管海床模型的数值计算结果与文献[17]的解析结果(TS2)和文献[18]的试验数据(TS3)进行对比. 设波浪参数: 波高为 5.24 mm; 水深 d 为 0.533 m; 周期为 0.9

s; 波长为 1.25 m. 海底管道参数: 弹性模量 E_p 为 68 GPa; ν_p 为 0.32; 管道外径 R 为 0.042 m; 埋深 e 为 0.659 m. 斜坡海床参数: 海床厚度 H 为 0.826 m; n_s 为 0.42; ν_s 为 0.33; 侧向土压力系数为 0.41; k 为 1.1 mm/s; S 为 1; 土体密度 ρ_s 为 2 053 kg/m³; G_p 为 0.64 MPa.

在波浪作用下, 管道周围土体孔压沿管道圆周分布, 埋管海床模型的计算结果与 TS2 及 TS3 的数据对比结果如图 3 所示, 其中 p_0 为初始孔隙水压力. 由图 3 可知: 埋管海床模型与 TS2 在数值计算结果及变化趋势上均吻合得较好; 与 TS3 在数值计算结果上略有出入, 但变化趋势基本一致. 因此, 可以认为埋管海床模型能较好地模拟实际工程的应用情况.

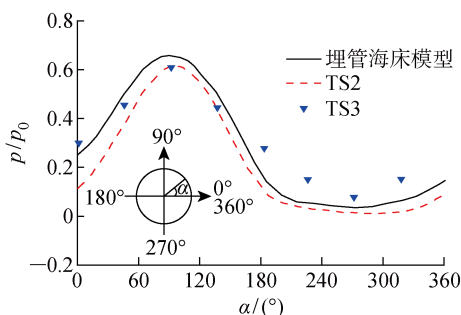


图 3 埋管海床模型与 TS2 及 TS3 的数据结果对比图

Fig. 3 Comparison of numerical results among seabed model with a buried pipeline, TS2 and TS3

3 计算结果与分析

基于上述已验证的孤立波模型和埋管海床模型, 建立孤立波-斜坡海床-海底管道耦合模型; 模拟孤立波在斜坡上一个完整的破碎、爬升及回落过程; 讨论管道埋置于水平海床、斜坡坡脚及斜坡海岸线附近 3 种典型情况下, 海床和海底管道响应; 讨论埋深、土体参数等对海床和海底管道响应的影响. 孤立波参数: 波高为 3 m; d 为 10 m; ρ 为 1 000 kg/m³; K_w 为 2 GPa. 海底管道参数: E_p 为 68 GPa; ν_p 为 0.32; 管道密度 ρ_p 为 2 700 kg/m³; R 为 1 m; e 为 2 m; 管壁厚度为 0.1 m. 斜坡海床参数: 海床厚度为 50 m; 斜坡高度为 20 m; 水平海床长度为 100 m; 斜坡长度为 200 m; 斜坡坡度为 1:10; ν_s 为 0.35; n_s 为 0.425; ρ_s 为 2 053 kg/m³; 侧向土压力系数为 0.41; k 为 0.1 mm/s; S 为 1; G_s 为 5 GPa.

3.1 埋管斜坡海床的响应特征

3.1.1 海底管道位置及埋深的影响 海底管道位于 3 个典型位置, 当波峰、波谷经过不同埋深的海底

管道圆心正上方时, p 沿海底管道圆周分布的情况如图 4 所示. 随着埋深的增加, 海底管道上下方孔压峰值的差距逐渐减小, 而峰谷值之间的差距却在增加, p 的谷值均出现在海底管道两侧.

当海底管道位于水平海床(见图 4(a))与斜坡坡脚(见图 4(b))时, p 的峰谷值之间的差距以及两个峰值之间的差距均较小, 不同埋深对 p 分布的影响也较小; 当海底管道位于斜坡海岸线附近时(见图 4(c)), p 的峰谷值间的差距以及两峰值间的差距均较大, 且不同埋深对 p 分布的影响非常明显; 在孤立波回落阶段(见图 4(d)), 海底管道周围孔压出现负值, 管道正下方出现明显的谷值, 且随着埋深的增加, 管道上下方孔压差距逐渐减小.

综上所述, 海底管道的埋深越大, 其圆周附近的 p 越小, 管道上下方两个 p 峰值之间的差距越小, 管道正上方 p 峰值与其侧面谷值之间的差距越大. 相比于水平海床和斜坡坡脚位置时的情况, 斜坡海岸线附近的海底管道周围 p 分布更不均匀, 且受管道埋深的影响更为显著.

3.1.2 渗透系数的影响 渗透系数是反映海床土体渗透性的重要指标, 与土体的渗流作用有关, 一般粗粒土、砂性土的渗透系数较大. 土体的渗流作用使水压力或浮力发生变化, 导致土体或结构物失稳发生流砂和管涌等现象. 本文将研究重点定为砂质土体条件下的埋管海床响应问题. 在 $k = 0.1, 1.0, 10.0$ mm/s, 即细砂、中砂、粗砂海床条件下, 海底管道位于海岸线附近($e = 4$ m), 其圆心位置的 p 和 σ'_z 沿纵向及圆周的分布情况如图 5 所示. 由图 5(a)可知, k 的变化对 p 的影响集中在海底管道附近, 但其影响较弱; 由图 5(b)可知, k 的增加导致沿海底管道圆周分布的 $|p|$ 整体上升; 由图 5(c)可知, 在海底管道附近上下方, $|\sigma'_z|$ 明显增加, 且 k 越大, $|\sigma'_z|$ 越小; 由图 5(d)可知, $|\sigma'_z|$ 的最大值随着 k 的增加而减小.

k 的增加导致海底管道圆周附近 $|p|$ 相应增加. k 越大, 海底管道附近上下方一定深度范围内的 $|\sigma'_z|$ 越小, 同时管道圆周的 $|\sigma'_z|$ 峰值越小, σ'_z 分布越均匀.

3.1.3 饱和度的影响 当波浪爬升时, 海岸线附近的海床表层土体被淹没, 处于饱和状态; 当波浪回落时, 表面土体暴露于空气中处于非饱和状态. 在 $S = 1.00, 0.99, 0.98$ 条件下, 海底管道位于斜坡海岸线附近($e = 4$ m), 管道圆心位置的 p, σ'_z 沿纵向及圆周的分布情况如图 6 所示. 由图 6(a)可知, S 越小, $|p|$ 也越小, 海底管道附近的影响更明显; 由图 6(b)可知, S 的减小导致沿管道圆周的 $|p|$ 整体下降;

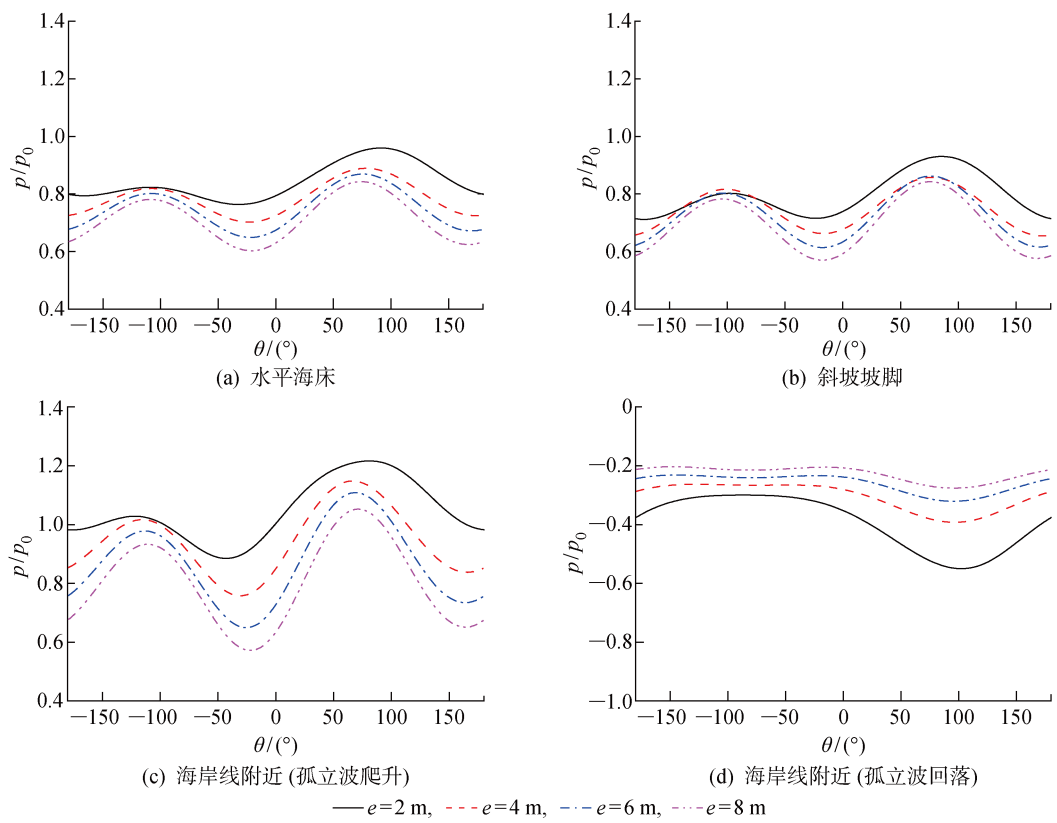


图 4 波峰、波谷经过不同埋深管道时 p 沿管道圆周的分布情况

Fig. 4 Distribution of p around pipe for different pipe buried depth and location when peak or trough passes

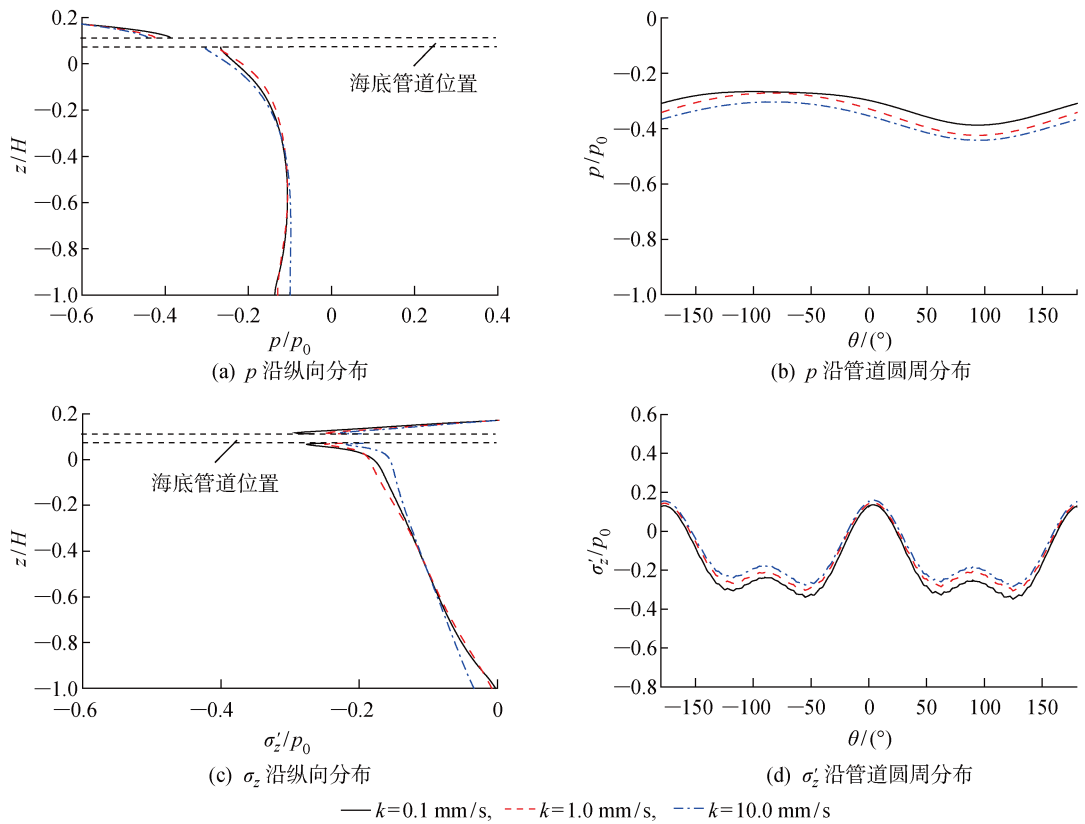


图 5 不同 k 下 p 及 σ'_z 沿纵向及圆周的分布情况

Fig. 5 The vertical distribution and around pipe distribution of p and σ'_z for different k

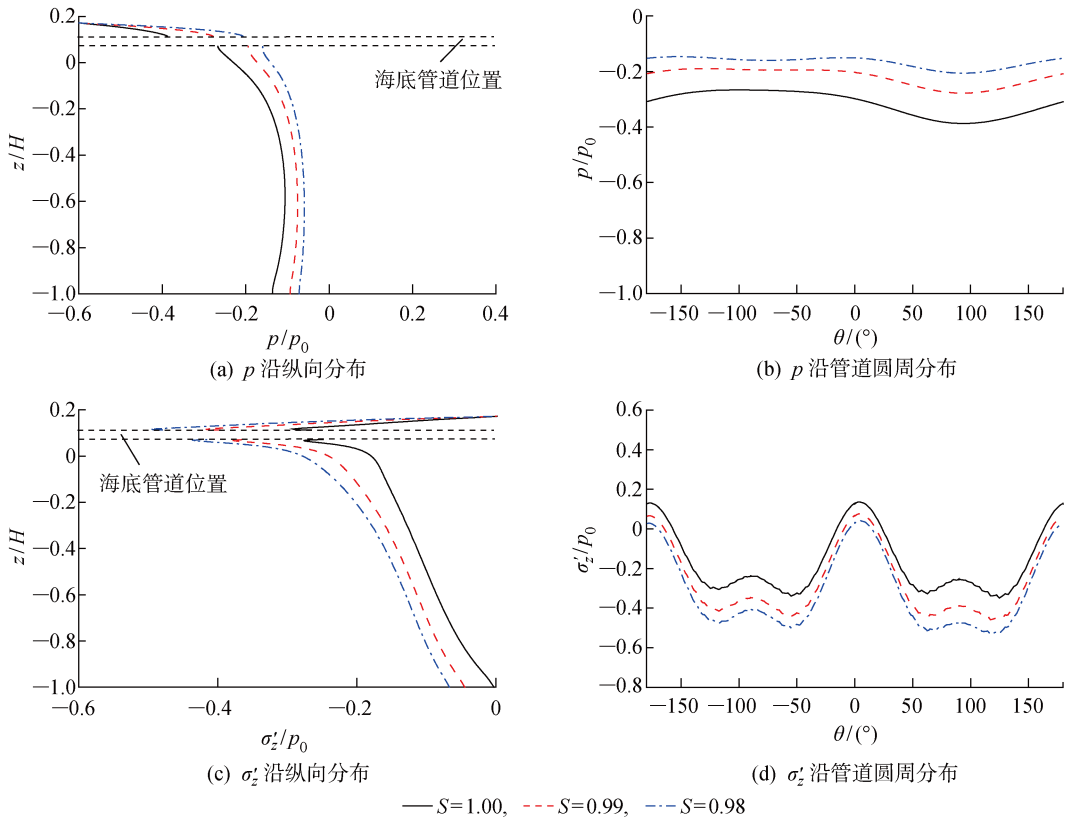


图 6 不同 S 下 p 及 σ'_z 沿纵向及圆周的分布情况

Fig. 6 The vertical distribution and around pipe distribution of p and σ'_z for different S

由图 6(c)可知,在海底管道附近上下方 $|\sigma'_z|$ 明显增加,且 S 越小, $|\sigma'_z|$ 越大;由图 6(d)可知, $|\sigma'_z|$ 的最大值随着 S 的减小而增加, $|\sigma'_z|$ 的最小值也受到类似影响,但相对较弱。

S 的减小导致海底管道周围 $|p|$ 的相应减小,同时造成海底管道上方 p 负值区域的范围缩小. S 越小,海底管道附近上下方一定深度范围内的 $|\sigma'_z|$ 越大,同时海底管道圆周的 $|\sigma'_z|$ 峰值越大, σ'_z 分布越不均匀。

3.2 管道的纵向受力与位移特点

3.2.1 管道的纵向受力 在孤立波作用下,当海底管道位于水平海床($x_1 = -50$ m),斜坡坡脚($x_2 = 0$ m)以及斜坡海岸线附近($x_3 = 86$ m)3 个位置, $e = 2$ m 时,管道的纵向受力 F 随时间的变化趋势如图 7 所示. 其中, F 向上为正,向下为负. 在波峰到达海底管道前数秒,海底管道受到较小的浮力 F_1 ;当波峰经过海底管道时,管道受到向下的压力 F_2 . $|F_1|$ 与 $|F_2|$ 的值在 x_3 (斜坡海岸线附近)处大于 x_1 (水平海床)和 x_2 (斜坡坡脚)处. 与 x_1 和 x_2 位置不同,当海底管道埋置于 x_3 处时,在孤立波回落阶段会受到持续约 20 s 的较大上浮力. 这可能是由于该时间段内在海底管道上方位置,即斜坡海岸线附近,出现

“水洼”,导致海底管道上方 p 大幅下降,从而使海底管道受到的上浮力增加。

在孤立波作用下,埋置于 x_3 位置, $e = 2, 4, 6, 8$ m 时的 F 随时间的变化趋势如图 8 所示. 由图 8 可知, e 越小的管道受到的 $|F|$ 越大. 在孤立波回落阶段, $e = 2$ m 处的管道受到的最大上浮力远大于其他位置,约为 $e = 4$ m 处的 2 倍, $e = 6$ m 处的 3 倍, $e = 4$ m 处的 4 倍. 因此,当海底管道埋置在斜坡较浅的位置时,通过增加埋深可以大幅降低在孤立波作用下受到的上浮力。

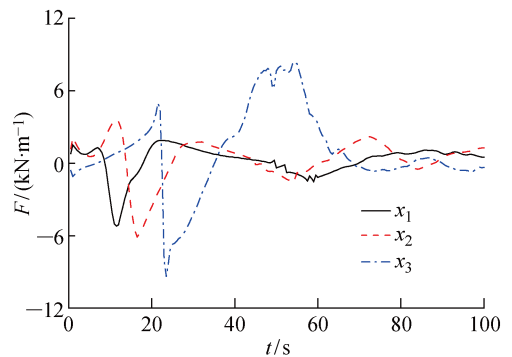


图 7 不同位置海底管道的 F 随 t 的变化趋势

Fig. 7 The variation of F with t for different buried location

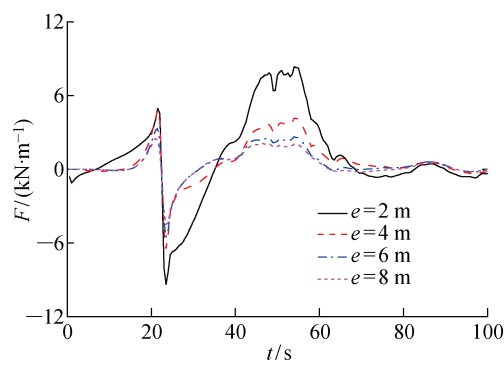


图 8 x_3 处不同埋深海底管道的 F 随 t 的变化趋势

Fig. 8 The variation of F near coastline with t for different pipeline depth on x_3

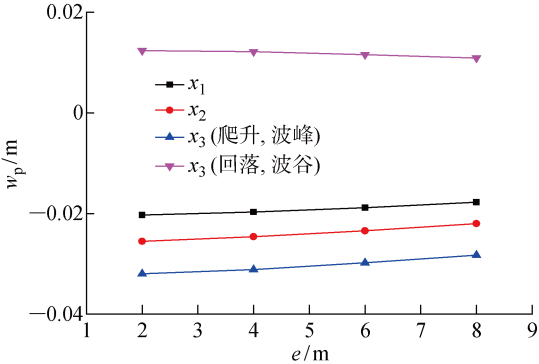


图 10 不同位置有波峰(谷)经过时 w_p 随 e 的变化

Fig. 10 The variation of w_p with e for different buried locations when peak or trough passes

3.2.2 海底管道的位移 选取海底管道顶端的位移代表海底管道在海床中的整体位移. 当海底管道位于 3 种典型位置, $e=2\text{ m}$ 时, w_p 随时间的变化曲线如图 9 所示. 当波峰经过海底管道时, 海底管道出现最大沉降, 且 x_3 处的海底管道的沉降大于 x_2 及 x_1 处的海底管道的沉降, 其值分别为 0.032, 0.026 与 0.021 m. 在 x_3 处的波浪回落阶段 ($t=40\sim60\text{ s}$), 受到海底管道上方出现波谷(水洼)的影响, 海底管道出现的上浮位移达到 0.013 m, 海底管道上下浮动的位移差值达到 0.045 m, 明显大于其他两个位置的位移.

当海底管道处于不同位置且有波峰(谷)经过时, e 与 w_p 的关系分布如图 10 所示. 其中: x_3 (爬升, 波峰) 对应斜坡海岸线附近位置, 孤立波爬升过程中的波峰出现时刻; 而 x_3 (回落, 波谷) 对应斜坡海岸线附近位置, 孤立波回落过程中的波谷(水洼)出现时刻. 由图 10 可知, e 的大小对 w_p 的极值有一定的影响, 并且在 3 个位置作用相近. e 越大, $|w_p|$ 越小, 且基本呈线性变化.

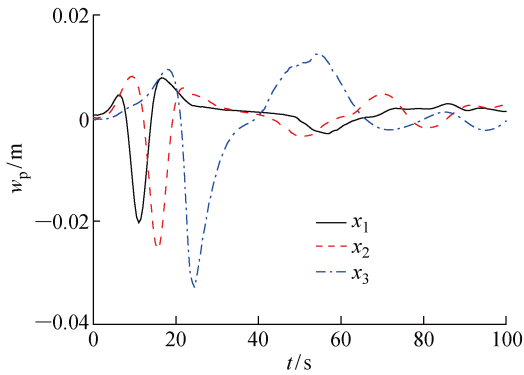


图 9 不同位置, w_p 随 t 的变化曲线

Fig. 9 The variation of w_p with t for different buried locations

4 结论

建立孤立波-斜坡海床-海底管道耦合模型, 计算分析在孤立波作用下斜坡海床埋置管道周围土体的 p 与 σ'_z 以及 F 与 w_p ; 重点研究了砂质土体条件下的埋管海床响应问题, 研究结果对淤泥质或者黏性海床或许不适用. 从数值分析的结果可以得到以下主要结论:

(1) e 越大, 管道圆周附近 $|p|$ 越小, p 分布越不均匀, 管道周围 p 的峰值与谷值之间的差距越大. 相比于水平海床和斜坡坡脚位置, 斜坡海岸线附近管道周围 p 的分布更不均匀, 且受到 e 的影响更为显著.

(2) k 的增加, 导致管道圆周附近 $|p|$ 的相应增加, 同时会造成管道上方 p 负值区域范围的扩大. k 越大, 管道附近上下方一定深度范围内的 $|\sigma'_z|$ 越小, 同时管道圆周的 $|\sigma'_z|$ 峰值也越小, σ'_z 分布越均匀.

(3) S 的减小, 导致海底管道周围 $|p|$ 相应减小, 同时会造成海底管道上方 p 的负值区域范围的缩小. S 越小, 海底管道附近上下方一定深度范围内的 $|\sigma'_z|$ 越大, 同时海底管道圆周 $|\sigma'_z|$ 峰值越大, σ'_z 分布越不均匀.

(5) 海岸线附近位置并且 e 较浅的海底管道在孤立波回落阶段会受到较大的、持续的上浮力, 可以通过增加 e , 大幅降低浮力的最大值, 从而缓解不利情况.

(6) w_p 主要受管道埋置位置的影响. 其中, 海底管道在斜坡海岸线附近出现最大上浮和下沉, 最大位移差为 0.045 m, 该数值远大于水平海床与海床斜坡坡脚位置的最大位移差. 此外, e 越大, $|w_p|$ 越小.

参考文献:

- [1] 曾婧扬. 孤立波作用下海堤越浪流数值模拟[D]. 上海: 上海交通大学, 2013.
ZENG Jingyang. Numerical simulation of overtopping flow against sea dikes under solitary waves [D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2013.
- [2] SYNOLAKIS C E. The runup of long waves[D]. Los Angeles, California, USA: California Institute of Technology, 1986.
- [3] 宣瑞韬. 海啸波爬高的水槽实验研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2013.
XUAN Ruitao. An experimental study on run-up of tsunami waves in wave flume[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2013.
- [4] 王贺, 吴卫, 刘桦. 等波高双孤立波直墙爬高的数值模拟[J]. 力学季刊, 2015, 36(1): 26-39.
WANG He, WU Wei, LIU Hua. Numerical simulation of run-up of double solitary waves with the same height on vertical wall [J]. **Chinese Quarterly of Mechanics**, 2015, 36(1): 26-39.
- [5] 刘博, 郑东生. 波流共同作用下多孔介质海床动力响应的解析解[J]. 工程地质学报, 2012, 20(5): 674-681.
LIU Bo, JENG Dongsheng. Analytical solution for dynamic response of porous seabed combined wave and current loadings[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2012, 20(5): 674-681.
- [6] JENG D S, YE J H, ZHANG J S, *et al.* An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures: Model verifications and applications[J]. **Coastal Engineering**, 2013, 72: 1-19.
- [7] ZHANG J S, ZHANG C, JENG D S. Three-dimensional model for wave-induced dynamic pore pressure around monopile foundation[C]// **Numerical Analysis and Applied Mathematics (ICNAAM 2012)**. New York, USA: American Institute of Physics, 2012: 1472-1475.
- [8] 张军, 周香莲, 颜宇光, 等. 波浪作用下管线-海床模型动态响应及液化[J]. 上海交通大学学报, 2014, 48(11): 1621-1626.
ZHANG Jun, ZHOU Xianglian, YAN Yuguang, *et al.* Numerical study of wave-induced dynamic soil response and liquefaction[J]. **Journal of Shanghai Jiao Tong University**, 2014, 48(11): 1621-1626.
- [9] 胡翔, 陈锦剑, 王建华. 短峰波作用下饱和海床中的单桩响应分析[J]. 上海交通大学学报, 2016, 50(11): 1737-1741.
HU Xiang, CHEN Jinjian, WANG Jianhua. Analysis of a single pile response in a saturated seabed under short-crested wave[J]. **Journal of Shanghai Jiao Tong University**, 2016, 50(11): 1737-1741.
- [10] 陈宝清, 张金凤, 史小康. 基于 OpenFOAM 的波浪作用下海床动力响应[J]. 中国港湾建设, 2017, 37(3): 1-5.
CHEN Baoqing, ZHANG Jinfeng, SHI Xiaokang. Numerical simulation for the dynamic response of seabed under waves based on the OpenFOAM[J]. **China Harbour Engineering**, 2017, 37(3): 1-5.
- [11] JENG D S, LIN Y S. Wave-induced pore pressure around a buried pipeline in Gibson soil: Finite element analysis[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1999, 23(13): 1559-1578.
- [12] ZHAO H Y, JENG D S, ZHANG H J, *et al.* 2-D integrated numerical modeling for the potential of solitary wave-induced residual liquefaction over a sloping porous seabed[J]. **Journal of Ocean Engineering and Marine Energy**, 2016, 2(1): 1-18.
- [13] ZHAO H Y, JENG D S. Numerical study of wave-induced soil response in a sloping seabed in the vicinity of a breakwater [J]. **Applied Ocean Research**, 2015, 51: 204-221.
- [14] YOUNG Y L, XIAO H, MADDUX T. Hydro- and morpho-dynamic modeling of breaking solitary waves over a fine sand beach. Part I. Experimental study [J]. **Marine Geology**, 2010, 269(3/4): 107-118.
- [15] XIAO H, YOUNG Y L, PRÉVOST J H. Parametric study of breaking solitary wave induced liquefaction of coastal sandyslopes[J]. **Ocean Engineering**, 2010, 37(17/18): 1546-1553.
- [16] GAO F P, HAN X T, CAO J, *et al.* Submarine pipeline lateral instability on a sloping sandy seabed [J]. **Ocean Engineering**, 2012, 50: 44-52.
- [17] JENG D S, POSTMA P F, LIN Y S. Stresses and deformation of buried pipeline under wave loading [J]. **Journal of Transportation Engineering**, 2001, 127(5): 398-407.
- [18] JENG D S. Numerical modeling for wave-seabed-pipe interaction in a non-homogeneous porous seabed[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2001, 21(8): 699-712.

(本文编辑:石易文)