

文章编号: 1000-4882 (2016) S1-0068-12

预防波浪作用下海底管道起浮的 临界埋深分析方法

漆文刚^{1,2}, 高福平^{1,2}, 王俊勤³

(1. 中国科学院力学研究所 流固耦合系统力学重点实验室, 北京 100190;
2. 中国科学院大学工程科学学院, 北京 100049; 3. 中海油研究总院, 北京 100028)

摘要

在波浪载荷作用下, 埋置于海床土体中的海底管道受到循环超静孔隙水压力的影响。在行进波浪的波谷下方, 埋管将产生向上的瞬态吸力; 若管道埋深不足, 则可发生上浮失稳。基于波浪诱导海床土体超静孔隙压力理论解, 分析获得了埋管上浮力和极限土阻力, 进而提出了一种预防波浪作用下海底管道起浮的临界埋深分析方法。开展参量分析, 研究了管道、波浪和土体主要参数对临界埋深的影响规律。

关键词: 波浪; 超静孔隙水压; 海底管道; 临界埋深

中图分类号: TE973.9+2

文献标识码: A

0 引言

浅水区的海底管道一般需要埋入海床土体, 以保持其垂向在位稳定性, 同时也起到保护管道的作用。在行进波浪的波谷下方, 海床土体会产生负孔隙水压力响应^[1], 进而对埋置管道产生瞬态上浮力(见图1)。海底输气管道通常直径较大而比重较小, 若埋深不足, 则可能引发管道起浮失稳。实际工程中, 由波浪诱导的土体孔压响应引起的管道失稳屡见报道^[2]。管道埋深是决定海底管道安全性及铺设成本的重要因素^[3], 对管道抗浮临界(最小)埋深进行合理估计具有重要的工程实际意义。

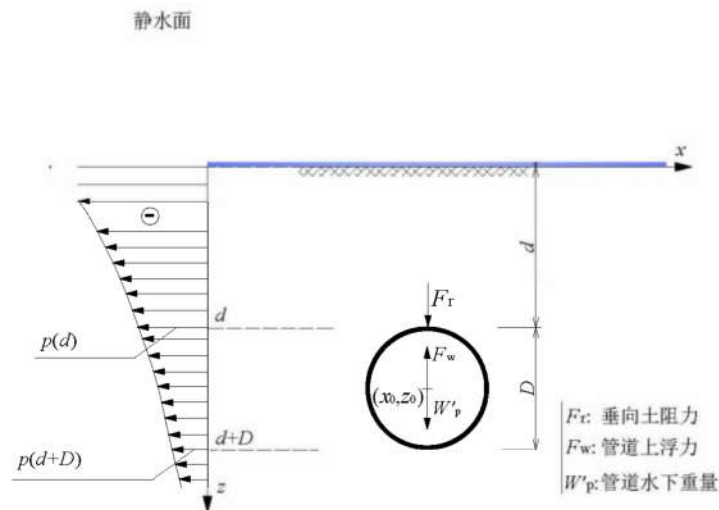


图1 海底埋管处于波谷区时的垂向稳定性示意图

为了获得海底管道临界埋深, 首先需要对波浪诱导的管道上浮力和管道上覆土体的土阻力进行分析。波浪诱导管道上浮力计算的关键是管道周围孔压响应分析。对于波浪诱导海床土体孔压响应, 研究者基于 Biot 多孔弹性理论提出了理论和数值模拟分析^[4-5]。其中 Madsen^[6]和 Yamamoto 等^[7]的理论解针对无限深度海床土体, 考虑了土骨架和孔隙流体的压缩性, 所得理论解与试验符合较好, 得到了广泛的应用。以没有结构物的孔压响应理论解为基础, 研究者们考虑了管道结构的影响, 获得了管道周围孔压响应分布的理论解及相应的上浮力^[8-11]; 但是这些理论解未考虑土骨架及孔隙流体的压缩性, 分析预测精度较差。

当埋设管道在上浮力的作用下产生向上运动的趋势时, 上覆土体则会对管道产生向下的土阻力。根据目前国际上广泛采用的管道稳定性设计规范—DNV 规范^[12], 单位长度管道所受垂向极限土阻力(F_r)可表示为 $F_r = (1 + f H_c/D)(\gamma' H_c D)$, 其中 γ' 为土体浮容重, H_c 为管道中心与床面间的距离, D 为管道直径, f 为土阻力系数 (与相对密度等土体参数相关)。White 等^[13]对已有的极限土阻力预测模型进行了总结, 将其分为极限平衡分析模型和塑性模型两类。Cheuk 等^[3]对极限土阻力的预测公式和对应的破坏模式进行了总结, 认为竖直滑动模式能够获得最为简洁且略显保守的结果。Williams 等^[14]还考虑了加载速率对土阻力的影响。现有公式中未考虑土体粘聚力的影响。对于较为普遍的砂土与粘土混合体或粉土海床, 即土体存在粘聚力时, 现有方法将明显低估极限土阻力。

管道所受上浮力和土阻力各自的研究已经较为全面, 但是在工程实践中, 通常需要确定管道的临界埋深^[15], 此时需要对上浮力和土阻力进行关联求解。当考虑波浪作用时, 需深入分析波浪诱导超静孔压对土体阻力的影响。本文将对波浪作用引起的管道上浮力和管道上覆土体的土阻力进行理论分析, 获得解析表达式, 进而建立管道抗浮临界埋深的分析方法; 并进行参量分析, 研究管道、波浪和土体参数对临界埋深的影响。

1 波浪作用下埋管的受力平衡分析

当波浪传播方向与管道轴向垂直时, 海底埋设管道的垂向稳定性处于最不利情况, 此时可将埋管的垂向稳定性分析简化为平面应变问题^[16]。如图 2 所示, 当浅水区的海底埋管处于波谷区时, 单位长度管道所受外力主要有三种: 管道水下重量(W'_p , 方向竖直向下), 管道上覆土体所提供的垂向土阻力(F_r , 方向竖直向下), 以及波浪诱导土体孔压响应引起的瞬态上浮力(F_w , 方向竖直向上)。

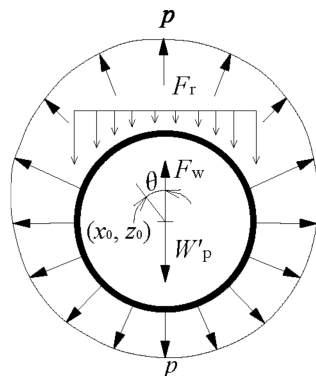


图 2 波谷下方埋管受力分析图

当上浮力(F_w)大于土阻力(F_r)与水下重量(W'_p)之和时, 海底管道将会垂向失稳, 发生起浮。管道起浮的临界条件为

$$F_w \geq W'_p + F_r \quad (1)$$

式中管道水下重量 W'_p 表示为

$$W'_p = (s_p - 1) \gamma_w \pi R^2 \quad (2)$$

式中 s_p 表示管道的比重, 即管道重量与相同体积水的重量之比, γ_w 代表水的容重, R 表示管道半径。当管道参数一定时, W'_p 的大小即确定。在波浪参数一定的条件下, F_w 和 F_r 的大小随管道埋深 d (管道上顶点至床面的距离) 发生变化, 只要获得了 F_w 和 F_r 与 d 的关系, 即可通过求解式 (1) 获得管道抗浮临界埋深 d_{\min} 。

2 波浪作用引起的管道瞬态上浮力

波浪作用下管道周围与远场土体 (没有结构物) 中的孔压分布存在显著区别。Magda^[17] 提出了名为上浮力扰动系数的无量纲参数 γ_F ($\gamma_F = F_w''/F_w'$), 以反映管道存在对孔压分布的影响, 其中 F_w' 表示不考虑管道对孔压分布影响时沿管道外沿进行压力积分所得到的瞬态上浮力, F_w'' 表示管道存在引起的瞬态上浮力修正。考虑管道对孔压分布影响时的瞬态上浮力可表示为

$$F_w = (1 + \gamma_F) F_w' \quad (3)$$

只需获得 γ_F 与 F_w' 的表达式, 即可计算得到瞬态上浮力 F_w 的值。

Magda^[17] 针对不同的土体参数 (饱和度、渗透系数和土体压缩模量) 及管道几何参数 (管道直径 D 、管道埋深 d 和海床土体厚度 d_0), 对 γ_F 的变化规律进行了系统的计算分析。图 3 给出了假设土骨架及孔隙流体不可压时 γ_F 随 d/D 的变化规律。可以看出 γ_F 随管道埋深的变化而存在一条明显的上包络线 (图 3 中的粗实线), 该包络线可用下式进行表达

$$\gamma_F = 1.42 - 0.4 \exp(-4d/D) \quad (4)$$

对于土骨架及孔隙流体可压的情况, Magda^[17] 也进行了大量的数值计算, 所得 γ_F 值均小于不可压假设下所得的 γ_F 值, 因此用式 (4) 计算所得的 γ_F 值进行管道上浮力的计算, 在工程应用时偏于安全, 是可以接受的。

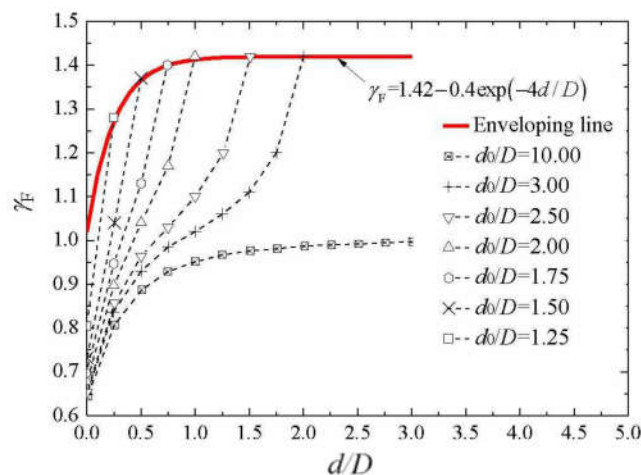


图 3 不同海床土体厚度下管道埋深对 γ_F 的影响

注: 假设土骨架及孔隙流体不可压; 有限深海床土体, 波长与管径之比 $L/D > 10$; 根据 Magda^[17] 修改而得。

管道上浮力可通过对管道外沿的超静孔隙水压 p 积分进行估算, 即

$$F'_w = -\int_0^{2\pi} pR \cos \theta d\theta \quad (5)$$

式中 θ 表示积分点法向与竖直方向的夹角 (见图 2)。式 (5) 中的负号表明上浮力的方向以竖直向上为正。注意此估算忽略了管道结构存在对土体孔压的影响。Yamamoto 等^[7]给出了波浪诱导的超静孔压 p 沿土体深度分布的解析解, 如下

$$p = p_0 \{(1-\xi) \exp(-\lambda z) + \xi \exp(-\lambda' z)\} \cos(\lambda x + \omega t) \quad (6)$$

式中: p_0 为海床表面波压力幅值, $p_0 = \frac{\gamma_w H}{2 \cosh(\lambda h)}$, H 为波高, h 为水深, $\lambda (= 2\pi/L)$ 为波数,

L 为波长, $\xi = \frac{im\omega''}{-\lambda'' + i(1+m)\omega''}$, $m = \frac{n}{K'} \frac{G}{1-2\nu}$, n 为土体孔隙度, $G \left(= \frac{E}{2(1+\nu)} \right)$ 为土体的剪切

模量, E 为土体的压缩模量, ν 为土体的泊松比, $K' \left(\frac{1}{K'} = \frac{1}{K} + \frac{1-S_r}{P_0} \right)$ 为孔隙流体的表观体积压缩

模量, K 为水的体积压缩模量, S_r 为土体的饱和度, P_0 为静水压力, $P_0 = \gamma_w h$,

$(\lambda')^2 = \lambda^2 + i\omega \frac{\gamma_w}{k_s} \left(\frac{n}{K'} + \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)G} \right)$, k_s 为土体的渗透系数, $\lambda'' = (\lambda' - \lambda)/\lambda$, $\omega' = \omega/c'$,

$\omega = 2\pi/T$, $c' = \frac{k_s}{\gamma_w} \left/ \left(\frac{n}{K'} + \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)G} \right) \right.$ 。

对于波谷区下方的土体有 $\omega t = N\pi$, $N = 0, 2, 4, \dots$, 因此波谷区正下方土体中的孔压分布为

$$p = -p_0 \{(1-\xi) \exp(-\lambda z) + \xi \exp(-\lambda' z)\} \quad (7)$$

当管道中心点 (x_0, z_0) 位于波谷区正下方时, 对于管道圆周上一点:

$$z = z_0 - R \cos \theta = d + R - R \cos \theta \quad (8a)$$

$$x = x_0 + R \sin \theta = L/2 + R \sin \theta \quad (8b)$$

将式 (6) 和式 (8) 代入式 (5), 可得到不考虑管道影响的上浮力为

$$\begin{aligned} F'_w &= -\int_0^{2\pi} pR \cos \theta d\theta \\ &= -p_0 \int_0^{2\pi} \{(1-\xi) \exp(-\lambda z) + \xi \exp(-\lambda' z)\} \cos[\lambda(L/2 + R \sin \theta) + N\pi] R \cos \theta d\theta \\ &= p_0 \int_0^{2\pi} \{(1-\xi) \exp(-\lambda z) + \xi \exp(-\lambda' z)\} \cos(\lambda R \sin \theta) R \cos \theta d\theta \\ &= \frac{(1-\xi)p_0 \lambda \pi R^2}{\exp(\lambda d + \lambda R)} + \frac{\xi p_0 R}{\exp(\lambda' d + \lambda' R)} \int_0^{2\pi} \exp(\lambda' R \cos \theta) \cos(\lambda R \sin \theta) \cos \theta d\theta \end{aligned} \quad (9)$$

式 (9) 中右端第二项中的积分可在 MATLAB 中进行数值积分计算得到。将式 (4) 和式 (9) 代入式 (3), 即可得到上浮力 F'_w 。

3 管道上覆土体提供的垂向土阻力

实际工程中,海底管道的埋置深度一般较小($d \leq 2\text{m}$),因而管道起浮失稳时上覆土体的剪切带向上贯穿至海床表层,为浅层破坏模式^[18]。根据上覆土体中剪切带倾角的不同,可将浅层破坏模式细分为两种,如图4所示。对于图4(a)所示的竖直滑动面破坏模式,土体沿一对竖直方向的剪切带发生破坏,剪切带起始于管道外沿并延伸至海床表面,剪切带之间的土块在管道的作用下向上产生位移。图4(b)是倾斜滑动面破坏模式的示意图,此时剪切带向外侧张开,与竖直方向的夹角为 α ,夹角 α 对土阻力的影响在管道埋深较浅时相对较小^[19]。 α 的大小与土体的剪胀性相关^[3],Byrne等^[16]和Williams等^[14]指出埋设管道时管道上方的回填土通常非常疏松,而松砂的剪胀性很小^[20],因此在本研究中,选用图4(a)所示的竖直滑动破坏模式,可给出较为安全且相对简单的土阻力表达式。

管道起浮失稳时所受土阻力 F_r 主要源自两个方面:剪切带之间运动土块的有效重量 G_s 和沿剪切带分布的剪切土阻力 F_s ,即

$$F_r = G_s + F_s \quad (10)$$

在计算 G_s 和 F_s 时,需要考虑波浪诱导孔隙水压的影响。尤其当发生瞬态液化时,应当注意液化区内的土颗粒在渗流力的作用下处于悬浮状态,有效重量为零,且不能提供剪切土阻力。

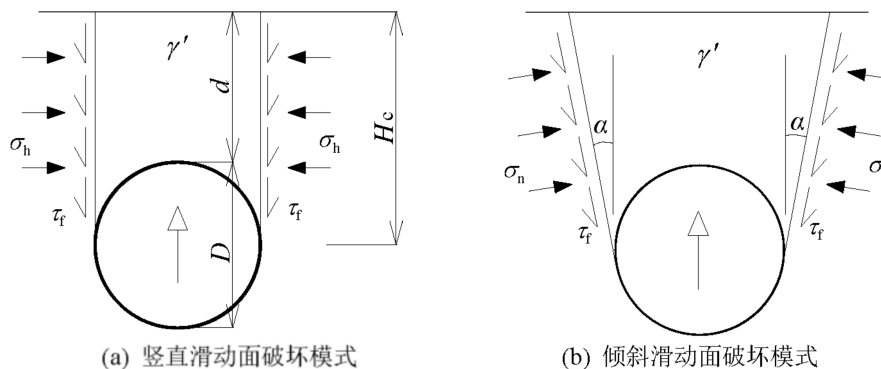


图4 埋管起浮失稳时上覆土体的破坏机理

注:根据White等(2008)修改而得

为计算土阻力 F_r ,首先需要对瞬态液化深度 z_s 进行预测。一般认为,当满足 $p - p(0) > \gamma'z$ 时即发生瞬态液化,对应的瞬态液化深度为图5中的 z_p 。而对深度 z_p 附近靠上侧土单元的应力状态进行分析可知,土单元中的渗流力已不能平衡其自重(即 $dp/dz > \gamma'$),土体中的有效应力大于0,土体已不处于液化状态。因此,本文中瞬态液化深度的计算以渗流力等于土体浮容重为判断准则(见图5中的液化深度 z_s),即

$$dp/dz = \gamma' \quad (11)$$

根据式(7)可得

$$dp/dz = p_0 \{ \lambda(1 - \xi) \exp(-\lambda z) + \lambda' \xi \exp(-\lambda' z) \} \quad (12)$$

将式(12)代入式(11),化简之后得

$$\lambda(1 - \xi) \exp(-\lambda z_s) + \lambda' \xi \exp(-\lambda' z_s) = \gamma' / p_0 \quad (13)$$

式 (13) 为关于 z_s 的超越方程, 可在 matlab 程序中进行求解。若式 (13) 没有解, 则说明没有瞬态液化发生, 取 $z_s=0$ 参与计算即可。

如前所述, 瞬态液化区内的土体有效重量和剪切土阻力均为零。在液化区之下的非液化区中 (见图 5), 向上的渗流力虽不足以使土体发生液化, 却会使土体有效重量减小, 进而导致剪切土阻力减小。考虑渗流力对管道上方非液化区土体的影响, 土体有效重量 G_s 可用下式计算

$$G_s = W_s - F_{ws} \tag{14}$$

式中, W_s 为运动土块 (非液化区部分) 的水下重量 (不考虑渗流力影响), 计算式为

$$W_s = 2R\gamma'(d - z_s) + (2 - \pi/2)\gamma'R^2 \tag{15}$$

F_{ws} 为运动土块 (非液化区部分) 所受到的渗流力。运动土块的非液化区部分可分为两个子域 (见图 4 (a)): 管道上顶点至液化区下沿的矩形区域, 以及管道肩部的剩余不规则区域。为了计算方便, 在计算 F_{ws} 时可按照面积相等的原则, 将管道肩部的不规则区域简化为宽度 D 、深度 $0.11D$ (从管道上顶点起始) 的矩形区域。由于波谷区土体中渗流力一般随深度的增大而减小, 因而该简化方法给出的 F_{ws} 偏小, 对于保证管道在位稳定性是有利的。此外, Peng 等^[21]的试验研究表明, 由于管道的存在, 管道上沿处的超静孔压小于远场同样深度处的超静孔压, 因此本文用不考虑管道影响的超静孔压 (见式 (7)) 计算 F_{ws} , 所得结果大于实际值, 即高估了渗流力对上覆土体自重的影响, 计算结果偏于安全。对于波谷区下方土体, 结合式 (7) 可得 F_{ws} 的计算式为

$$\begin{aligned} F_{ws} &= D \int_{z_s}^{d+0.11D} \frac{dp}{dz} dz \\ &= D [p(d+0.11D) - p(z_s)] \\ &= Dp_0 \{ (1-\zeta) [\exp(-\lambda z_s) - \exp(-\lambda(d+0.11D))] + \\ &\quad \zeta [\exp(-\lambda' z_s) - \exp(-\lambda'(d+0.11D))] \} \end{aligned} \tag{16}$$

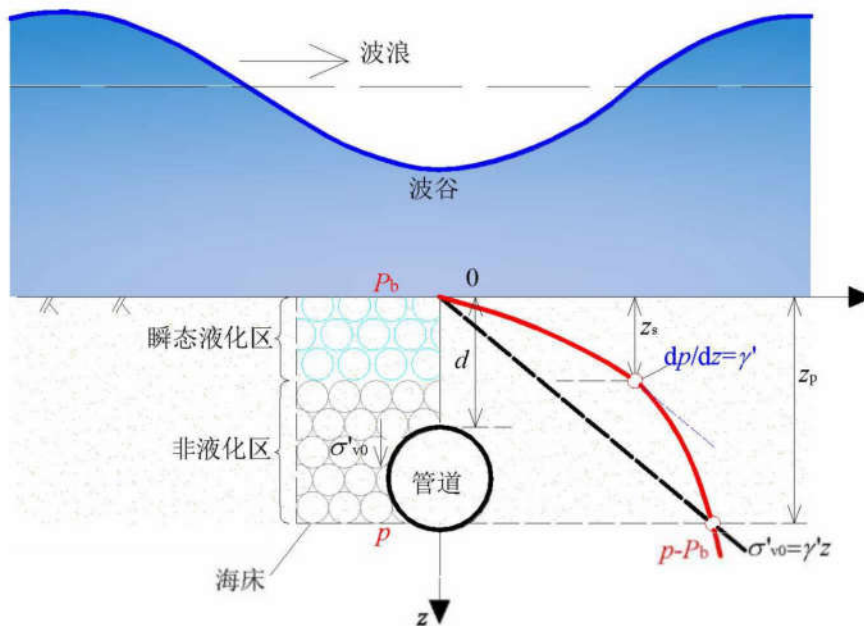


图 5 瞬态液化深度示意图

剪切土阻力 F_s 可由剪应力 τ_f 沿剪切带积分而获得。剪应力的计算公式为

$$\tau_f(z) = c + \sigma'_h \tan \phi \quad (17)$$

式中, c 表示土体粘聚力, ϕ 为土体的内摩擦角, σ'_h 表示剪切带上的正应力, 为侧限压缩时土体中的侧向自重应力(侧限压缩指限制土的侧向位移, 土体在竖向压力作用下发生压缩变形), 即 $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$, 其中 $K_0 (= 1 - \sin \phi)$ 为土体的侧压力系数, σ'_v 为土体中的竖向有效应力, 计算时应当在初始竖向地应力 ($\sigma'_{v0} = \gamma'z$) 的基础上减去瞬态液化区土体自重 ($\gamma'z_s$) 及非液化区土体中渗流力 ($\int_{z_s}^z \frac{dp}{dz} dz$), 即

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \sigma'_{v0} - \gamma'z_s - \int_{z_s}^z \frac{dp}{dz} dz \\ &= \gamma'z - \gamma'z_s - (p(z) - p(z_s)) \end{aligned} \quad (18)$$

在式(18)中, 计算非液化区土体中的渗流力时未考虑管道对超静孔压分布的影响, 结果偏安全(见文献[21])。

对于波谷区下方土体中的管道, 结合式(7)、(17)、(18)可得剪切土阻力 F_s 的计算式为

$$\begin{aligned} F_s &= 2 \int_{z_s}^{d+R} \tau_f dz \\ &= 2 \int_{z_s}^{d+R} \{c + K_0 (\gamma'(z - z_s) - [p(z) - p(z_s)]) \tan \phi\} dz \\ &= 2 \int_{z_s}^{d+R} \{c + K_0 (\gamma'z - \gamma'z_s - p_0 \{[(1-\zeta) \exp(-\lambda z_s) + \zeta \exp(-\lambda' z_s)] - [(1-\zeta) \exp(-\lambda z) + \zeta \exp(-\lambda' z)]\}) \tan \phi\} dz \\ &= 2c(H_c - z_s) + \{\gamma'(H_c^2 - z_s^2) - 2\gamma'z_s(H_c - z_s) - 2p_0(H_c - z_s)[(1-\zeta) \exp(-\lambda z_s) + \zeta \exp(-\lambda' z_s)]\} K_0 \tan \phi - \\ &\quad 2K_0 p_0 \left\{ \frac{1-\zeta}{\lambda} [\exp(-\lambda H_c) - \exp(-\lambda z_s)] + \frac{\zeta}{\lambda'} [\exp(-\lambda' H_c) - \exp(-\lambda' z_s)] \right\} \tan \phi \end{aligned} \quad (19)$$

4 临界埋深的分析流程

在上述有关管道所受上浮力(F_w)及上覆土体土阻力(F_r)的计算过程中, 管道埋深 d 是一个必要的输入参数。按照图 6 所示的流程进行迭代分析, 即利用式(13)计算瞬态液化深度 z_s (若式(13)无解, 则取 $z_s=0$), 再以瞬态液化深度 z_s 作为初始的管道埋深值, 结合管道、波浪及土体参数, 通过式(3)计算得到 F_w , 通过式(10)计算得到 F_r , 通过式(2)计算得到 W'_p 。然后检查 $(W'_p + F - F_w)$ 的值, 若取值为负, 说明管道受到方向向上的净合力作用, 有发生起浮的危险, 需进一步增大埋深, 重新计算; 若取值为正, 进一步检查 $(W'_p + F - F_w)/F_w < 1\%$ 是否成立, 若成立, 则当前的埋深即为所求的管道抗浮临界埋深, 若不成立, 需减小埋深, 重新计算, 直至满足 $(W'_p + F - F_w)/F_w < 1\%$, 求得管道抗浮临界埋深 d_{\min} 。

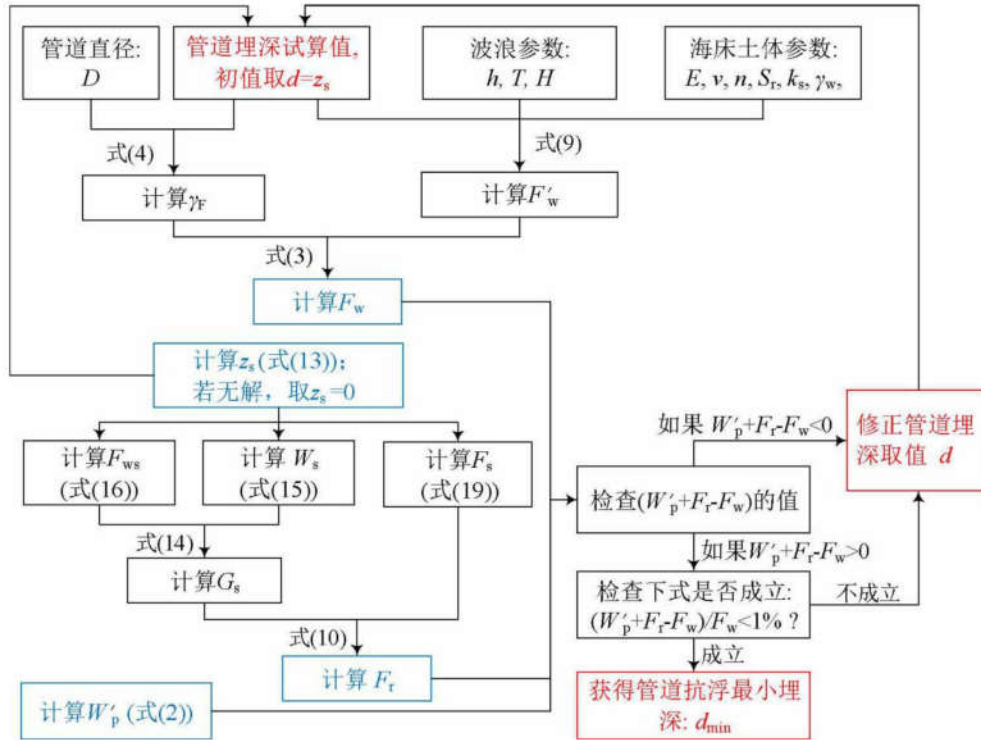


图6 预防波浪作用下管道起浮的临界埋深分析流程

5 参量分析

取管道参数为 $D=0.5\text{ m}$, $s_p=1.5$, 波浪参数为 $h=10\text{ m}$, $T=8\text{ s}$, $H=4\text{ m}$, 土体参数为 $\gamma'=8.0\text{ kN/m}^3$, $k_s=1\times 10^{-4}\text{ m/s}$, $E=20\text{ MPa}$, $n=0.45$, $\nu=0.3$, $K=2\times 10^9\text{ N/m}^2$, $S_r=0.98$, $\phi=32^\circ$, $c=0$, 利用图6中的分析流程进行管道抗浮临界埋深 d_{\min} 的计算。计算所得结果为 $d_{\min}=0.60\text{ m}$, 而该条件下的瞬态液化深度为 $z_s=0.54\text{ m}$, 可见此时管道的临界埋深仅略大于瞬态液化深度。

图7(a)给出了上述参数条件下 F_w 、 F_r 、 W'_p 及管道所受净合力 $F(=F_r+W'_p-F_w)$ 随埋深的变化。 W'_p 的取值与管道埋深无关, 保持恒定。当埋深等于瞬态液化深度时, F_w 的值显著大于管道水下重量 W'_p , 而土阻力 F_r 的贡献很小, 几乎可以忽略, 净合力 F 方向向上, 管道将发生起浮。随着埋深的增大, F_w 迅速减小, 而 F_r 则逐渐增大, 净合力 F 随 d 近似线性增加, 并在 $d=0.60\text{ m}$ 时由负转正, 管道保持垂向稳定。

图7(b)给出了 W_s 、 F_s 及 F_{ws} 随管道埋深的变化。当埋深等于瞬态液化深度时, W_s 与 F_{ws} 的大小几乎相等, 作用方向相反, 基本相互抵消; 同时 F_s 接近于零, 因而总的土阻力 F_r 很小。随着埋深的增大, W_s 随 d 线性增大(见式(15)), F_s 也逐渐增大, 而 F_{ws} 增大的速度则逐渐减小, 取值趋于平缓, 最终总的土阻力 F_r 逐渐增大。

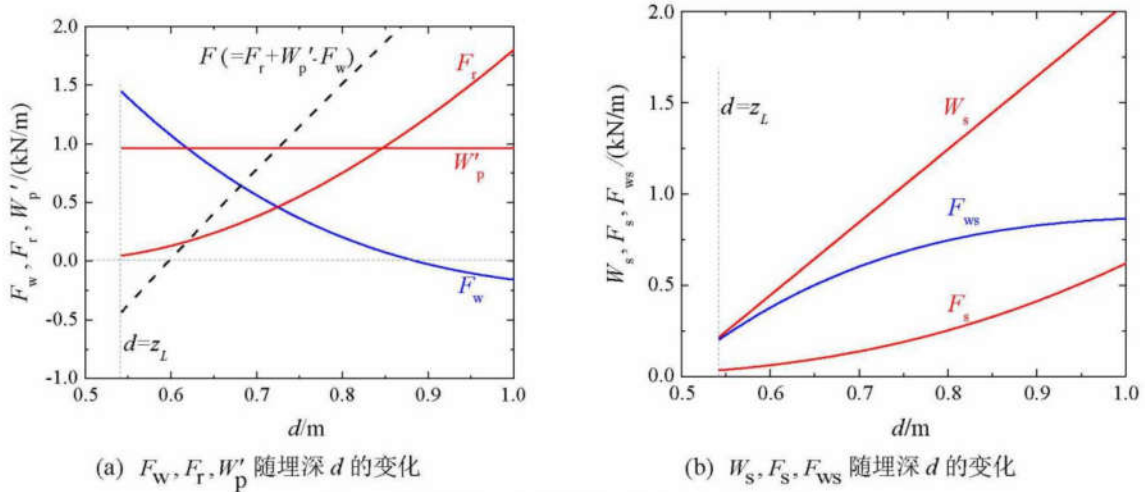


图7 典型参数下管道所受各分力随埋深的变化

在上述基本参数取值下，对管道抗浮临界埋深 d_{min} 进行参量分析，以获取 d_{min} 随各参量变化的规律。在分析 d_{min} 随某特定参数的变化时，其他参数的取值保持不变。管道抗浮临界埋深 d_{min} 随各个参数的变化规律如图 8 所示，瞬态液化深度 z_s 的变化也在图中一并给出。

从图 8 (a) 和图 8 (b) 中可以看出，直径较小和比重较轻的管道所需的临界埋深较大，当管道直径和比重超过某一个阈值后，临界埋深即为瞬态液化深度，不随管道参数而变化。图 8 (c) ~ 图 8 (e) 反映了波浪参数的影响，可知水深与波浪周期的影响相对较大，而波高的影响则相对较小。图 8 (f) ~ 图 8 (j) 给出了管道抗浮临界埋深受土体参数影响的规律：临界埋深随渗透系数的增加先增大后减小，在 $k_s \approx 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 时达到最大值。临界埋深和液化深度均先随土体的压缩模量快速增大，然后增速放缓，取值逐渐趋于平稳。饱和度的影响集中体现在较窄的饱和度取值区间内（即 $S_r=0.994-0.999$ ），在此范围内，临界埋深随饱和度增大而急速减小；需注意瞬态液化深度显著变化的饱和度取值区间小于临界埋深对应的取值区间，即直至没有瞬态液化发生时，临界埋深才随饱和度剧烈变化。土体粘聚力的影响较为有限，这主要是由于当前参数条件下， $c=0$ 时临界埋深与瞬态液化深度取值已非常接近；对于 $c \neq 0$ 时临界埋深与瞬态液化深度相差较大的情况，粘聚力将会对临界埋深的计算产生重要影响。土体内摩擦角取值对临界埋深几乎没有影响。

从参量分析可知，临界埋深随水深、波浪周期、土体渗透系数、压缩模量、饱和度等诸多参数而发生显著变化。在工程实际中，上述影响参数的精确取值往往难以确定，或参数本身即处于一定的变化范围内，因而结合各个参数的取值范围进行针对性的参数分析，对确定最终的管道抗浮临界埋深十分必要。

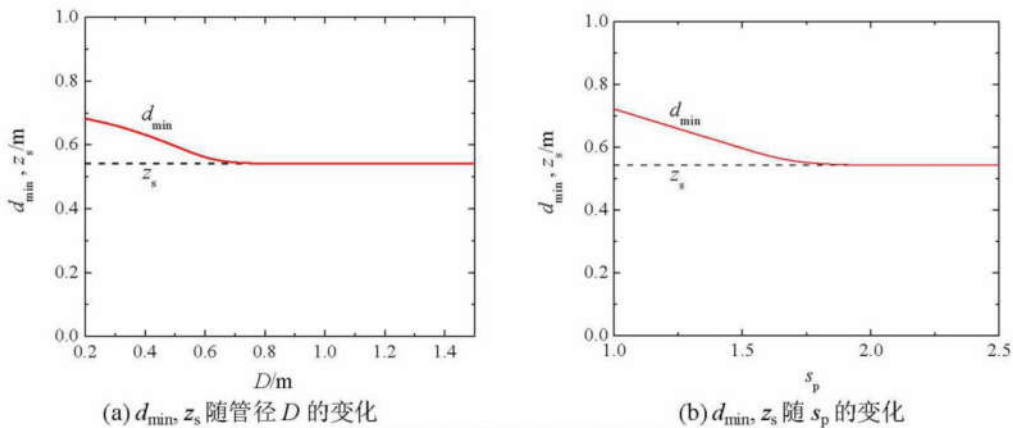


图8 预防管道起浮的临界埋深随主要影响参数的变化规律

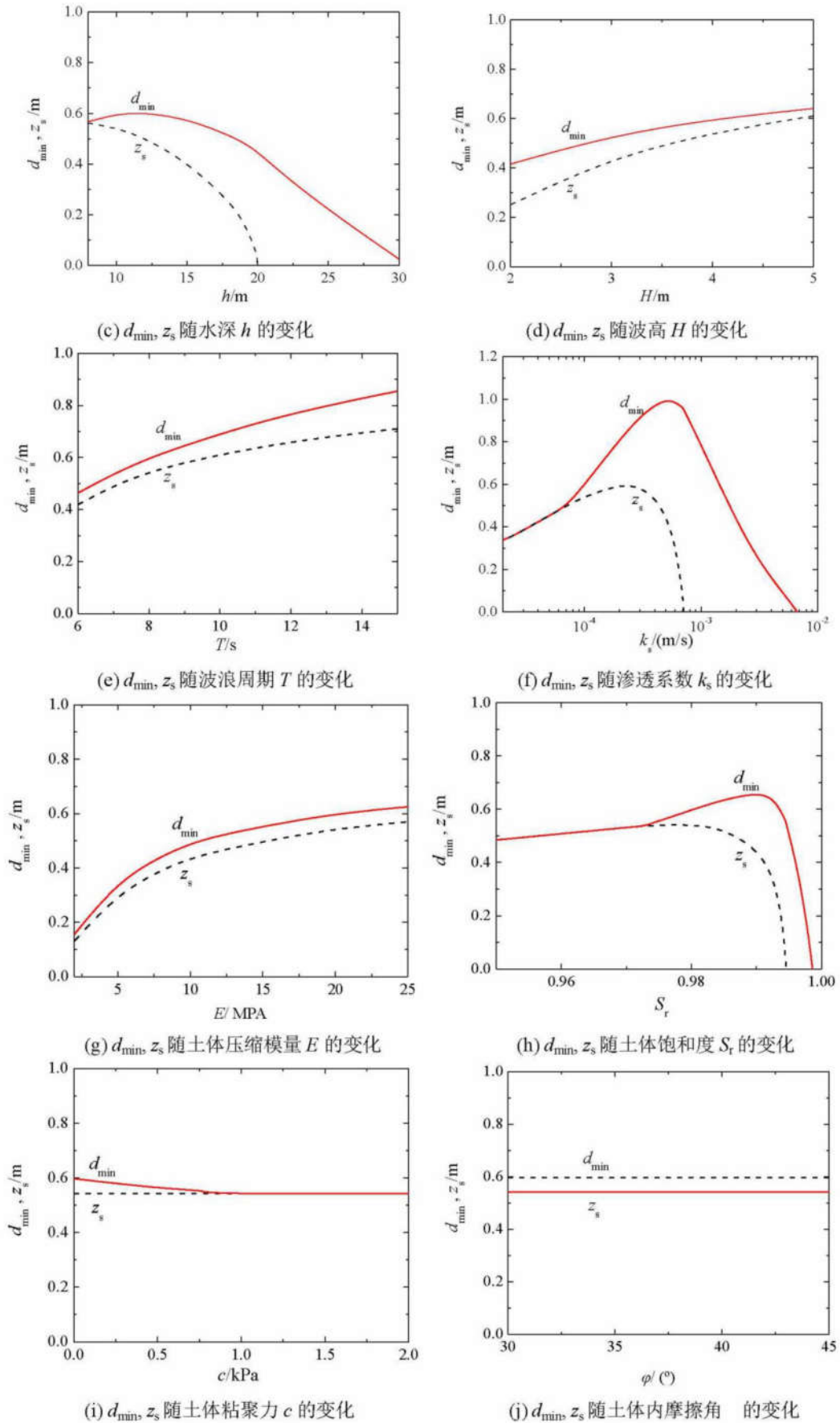


图 8 续 预防管道起浮的临界埋深随主要影响参数的变化规律

6 结 论

在水深较浅的海域,海底管道通常需要埋入海床土体,以保持其垂向在位稳定性。本文对波浪作用下的埋设管道的超静孔隙水压和土体垂向阻力进行分析,主要结论如下:

(1) 在波浪载荷下,埋置于海床土体中的海底管道受到上浮力的循环作用。先通过沿管道外沿对海床土体超静孔压积分进行管道上浮力的估算,继而考虑管道扰动效应进行修正,获得了管道瞬态上浮力的解析解。

(2) 管道起浮时所受的土阻力主要包括上覆土体自重及沿剪切带分布的剪切土阻力。考虑了波浪诱导海床土体超静孔压响应的影响,推导得到了土阻力的解析解。

(3) 提出了一种预防波浪载荷下管道起浮的临界埋深的分析方法。进行参量研究,分析了波浪、管道和土体参数对管道临界埋深的影响规律。

参 考 文 献

- [1] JENG D S, SEYMOUR B, 高福平, 吴应湘. 波浪载荷下海床土体孔隙水压的瞬态与累积响应机理[J]. 中国科学(E辑), 2007, 37(1): 91-98.
- [2] DAMGAARD J S, PALMER A C. Pipeline stability on a mobile and liquefied seabed: A discussion of magnitudes and engineering implications [C]//The 20th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 2001.
- [3] CHEUK C Y, WHITE D J, BOLTON M D. Uplift mechanisms of pipes buried in sand [J]. J. Geotech. Geoenviron., 2008,134(2): 154-163.
- [4] 高福平. 有限厚度非均质海床对非线性波浪响应的有限元模拟[J]. 中国造船, 2003, 44 增刊: 447-452.
- [5] JENG D S. Porous models for wave-seabed interactions [M]. Springer. 2013.
- [6] MADSEN O S. Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed [J]. Geotechnique, 1978,28(4): 377-393.
- [7] YAMAMOTO T, KONING H L, SELLMEEJER H, Van HIJUM E V. On the response of a poro-elastic bed to water waves [J]. J. Fluid Mech., 1978,87(2): 193-206.
- [8] MACPHERSON H. Wave forces on pipelines buried in permeable seabed [J]. J. Waterw. Port. C., 1978,104: 407-414.
- [9] MONKMEYER P L, MANTOVANI P, VINCET H. Wave-induced seepage effects on a buried pipeline [C]//Proc. of the Coastal Structures' 83 Conf., 1983: 519-531.
- [10] SPIERENBURG S E J. Wave-induced pore pressures around submarine pipelines [J]. Coast. Eng., 1986,10: 33-48.
- [11] MACDOUGAL W G, DAVIDSON S H, MONKMEYER P L, SOLLITT C K. Wave-induced forces on buried pipelines [J]. J. Waterw. Port. C., 1988,114(2): 220-236.
- [12] DNV. Global buckling of submarine pipelines: Structural design due to high temperature/high pressure [S]. Recommended Practice, DNV-RP-F109, Det Norske Veritas. Hovik, Norway. 2010.
- [13] WHITE D J, CHEUK C Y, BOLTON M D. The uplift resistance of pipes and plate anchors buried in sand [J]. Geotechnique, 2008,58(10): 771-779.
- [14] WILLAMS E S, BYRNE B W, BLAKEBOROUGH A. Pipe uplift in saturated sand: rate and density effects [J]. Geotechnique, 2013,63(11): 946-956.
- [15] NEELAMANI S, AL-BANAA K. Minimum safe burial depth of submarine pipelines in well graded and high hydraulic conductivity sand [J]. Int. J. Ocean Clim. Syst., 2011,2(3): 225-248.
- [16] BYRNE B W, SCHUPP J, MARTIN C, MACONOCHE A, OLIPHANT J, CATHIE. Uplift of shallowly buried pipe sections in saturated very loose sand [J]. Geotechnique, 2013,63(5): 382-390.

- [17] Magda W. Wave-induced cyclic pore-pressure perturbation effects in hydrodynamic uplift force acting on submarine pipeline buried in seabed sediments [J]. *Coast. Eng.*, 2000,39: 243–72.
- [18] YIMSIRI S, SOGA K, YOSHIZAKI K, DASARI G R, O'ROURKE T D. Lateral and upward soil-pipeline interactions in sand for deep embedment conditions [J]. *J. Geotech. Geoenviron.*, 2004,130(8): 830–842.
- [19] ROWE R K, DAVIS E H. Behaviour of anchor plates in sand [J]. *Geotechnique*, 1982(1): 25–41.
- [20] BOLTON M D. The strength and dilatancy of sands [J]. *Geotechnique*, 1986,36(1): 65–78.
- [21] PENG X F, Qi W G, GAO F P. Seabed proximity effects on the wave-induced hydrodynamic forces on a submarine pipeline [C]// The 12th ISOPE PACOMS Symposium, 2016, Gold Coast, Australia.

An Analysis Method of Critical Burial Depth for Prevention of Flotation of Submarine Pipeline

QI Wengang^{1,2}, GAO Fuping^{1,2}, WANG Junqin³

(1. Key Laboratory for Mechanics in Fluid Solid Coupling Systems, Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China; 2. School of Engineering Science, University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. CNOOC Research Institute, Beijing 100028, China)

Abstract

Periodic excess pore-pressure is induced around the buried pipeline under wave loadings. In the trough area of progressive waves, the momentary uplift force acting on the pipeline would emerge. Flotation of the pipeline may occur if the burial depth is not adequate. On the basis of an analytical solution for the wave-induced pore-pressure in the seabed, the uplift force and the vertical peak soil resistance are deduced. A method to evaluate the critical burial depth for prevention of flotation of the submarine pipeline is presented. A parametric analysis is conducted to investigate the effects of pipeline conditions and wave/soil parameters on the critical burial depth.

Key words: waves; excess pore-pressure; submarine pipeline; critical embedment depth

作者简介

漆文刚 男, 1989年生, 助理研究员。主要从事海洋土力学与工程方面的研究工作。

高福平 男, 1973年生, 研究员。主要从事海洋土力学与工程方面的研究工作。

王俊勤 男, 1968年生, 高级工程师。从事海洋工程设计分析工作, 主要方向是海洋工程中环境荷载与结构相互作用。