

慢速滑动泥流对海底管道的作用力研究

王立忠, 缪成章

(浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310027)

摘要: 海床的滑动泥流会对全埋其中的海底管道产生影响。主要基于流滑海床模型槽, 采用PVC管进行一系列模型试验, 模拟在慢速滑动的海床中管道的受力特性。结合18组试验数据的分析, 得到了管道受力的一般规律; 并进一步通过有限元计算细化分析, 得到了管道受力随埋深变化的拟合公式。该公式可为海底管线的工程设计提供参考。

关键词: 滑动泥流; 海底管道; 作用力; 埋深

中图分类号: TE973

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2008)07-0982-06

作者简介: 王立忠(1969-), 男, 浙江奉化人, 教授, 主要从事软黏土力学和土动力学的研究。E-mail: wlzzju@163.com。

Pressure on submarine pipelines under slowly sliding mud flows

WANG Li-zhong, MIAO Cheng-zhang

(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China)

Abstract: There might be some effect of slowly sliding mud flows of the seabed to the submarine pipelines. Experimental investigations were carried out in a model flume to study pressure on the pipelines generated by slowly sliding mud flows. PVC pipes were used to simulate the submarine pipelines and mud was selected as the material of the seabed. Further work was done to discuss the effect of burial depth on the magnitude of pressure by use of the finite element method. Based on the test results and FEM analysis, a regression formula of the pressure acting on the pipelines was suggested. The formula would be beneficial to the engineering design of the pipelines.

Key words: slowly sliding mudflow; submarine pipeline; pressure; burial depth

0 引言

近十余年来, 随着我国海洋油气田的陆续开发, 连接近海平台与陆地的油气输送载体——海底管道得到广泛的应用。海底管道具有输送连续、管理方便、效率高、成本低等优点, 是海洋油气生产系统中的一个重要组成部分。二十多年来, 我国已铺设几千千米的海底管线, 随着一批新的海上油气田的发现, 海底管道的铺设量将会大大增加, 我国的海底油气管道正处于已建管道的维护和新建管道建设的重要发展期^[1]。

由于海底管道所处环境十分恶劣, 这使得其运营存在很多风险。因为海底土床在各种机制的作用下, 即便是在极缓的坡度下(坡角甚至小于 1°), 也可能发生滑坡^[2]。海底滑坡存在各种类型, 依据滑坡触发机制、规模、滑动速度等各有分类, 但这些分类往往是定性的, 而且这些分类着眼于滑坡体本身的研究。从海底管线的受力角度来看, 海底滑坡对管线的作用可分快速滑波的冲击作用和慢速滑坡的推力作用。因而本文所谓的慢速泥流是针对管线的作用来定义的。海底快速滑坡虽然是在极端的工况下才能发生, 但是一旦发生, 由于海水的作用, 滑动土体会转变为泥流,

其流速极快, 影响面积广, 土方量大, 其对海底管线的冲击(如图1)很有可能造成管线的断裂等一系列灾难性事故, 带来巨大的经济损失。虽然海底快速滑坡不常发生, 但是海床在各种因素如波浪、泥火山等的影响下会有慢速的流滑(如图2), 这就会在全埋管道上附加由于弯曲、剪切等产生的应力, 对海底管线的运行产生十分不良的影响, 而且这种现象更为常见。笔者认为慢速泥流的推力在正常设计工况下应该考虑, 而快速泥流对海底管线的冲击应在特殊的工况下(如地震)下进行校核。

为保护管道的在位稳定性以及防止渔业和船锚等人类活动对管道的损伤和破坏, 在海底管道实施细则中明确指出要对海底管道进行埋设保护^[3]。马良等^[4]认为一般海床中要求0.5~1 m的埋深(管顶到海床表面的距离), 对于管道接岸段, 港口或水深在5 m以内要求有1 m以上的埋深。一般海底管线的相对埋深 h/D 为1~10, 其中 h 为上覆土层厚度, D 为管径。

基金项目: 国家自然科学基金项目(50479045)

收稿日期: 2007-07-05

国内外关于滑坡对海底管线的作用研究还比较少, 主要有: ①Randolph 等^[5-6]采用极限分析方法研究了把无限长圆柱体压入无限空间, 不考虑土重这样一个平面应变问题。通过构建静力容许的应力场和机动容许的速度场分别得出了圆柱体极限推力的下限解和上限解, 该解析解可以模拟管道在无限埋深情况下的极限推力; ②挪威土工所 (NGI)^[7]通过大量的室内模型试验得到了海底快速泥流对海底管线作用力的公式, 他们主要考虑的是海底快速流滑对海底管线的冲击作用。以上研究都着眼于大埋深的情况, 这与实际的海底管线的埋深情况并不符合。

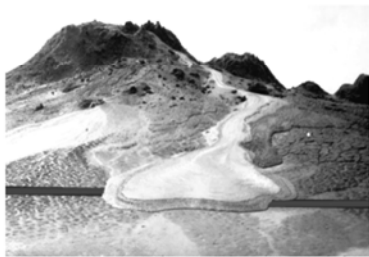


图 1 海底滑坡对海底管线的影响
Fig. 1 Influence of submarine slide on pipelines

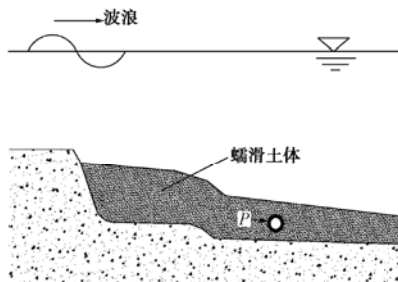


图 2 蠕滑海床对管线作用力示意图
Fig. 2 Pressure on pipelines under submarine creep flows

虽然海底滑坡导致的土体快速流滑的极端情况比较罕见, 但大部分海床却处在设计风暴的作用下而产生的慢速流滑状态中。本文正是基于后一种工程状况, 利用自制的流滑海床模型试验和数值分析手段, 主要研究慢速流滑泥流对管道的作用力及此作用力随管道埋深的变化, 以为海底管道的工程设计提供参考。

1 模型试验方案

1.1 模型槽及主要试验仪器

试验在浙江大学土工试验中心进行, 试验装置结构布置见图 3。流滑海床模型槽长 3.0 m, 宽 1.0 m, 高 0.5 m。槽左端装手拉葫芦滑轮系统, 右端底部设铰支座, 可以在竖直平面内自由转动。槽右端设泻土阀门。槽右方设 0.5 m 深, 3 m 长的砖砌接土槽。试验所研究的模型海床尺寸为长 3 m, 宽 1 m, 深 0.3 m。模型管道采用 PVC 管, 布置在离槽右侧 0.75 m 处,

可以通过螺杆上下调整埋置深度。试验的其他主要仪器包括: 东华 DH3815N 静态应变测试系统, 由主机箱、从机箱、电脑组成; 直角应变花; 淤泥搅拌机。图 4 为流滑模型槽的实物照片。

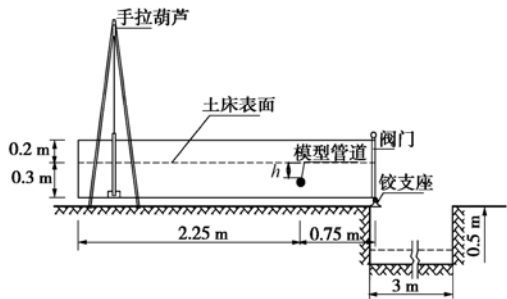


图 3 试验模型槽示意图
Fig. 3 Schematic description of set-up of model



图 4 蠕滑模型槽实物图
Fig. 4 Schematic description of set-up of model

1.2 管道贴片及相关参数

试验采用的管道参数如表 1 所示。其中泊松比与弹性模量为厂商提供。贴应变片时, 在模型管中点处环向每隔 90°贴一个直角应变花, 共 4 个, 其中一个方向 (0°) 与管轴线方向一致。贴完应变片后用 504 胶水在表面涂上一层用于防水, 24 h 后完全凝固, 3 d 后达到所需强度。模型管道表观光滑。直角应变花如图 5 所示, 其中零度方向与管道的轴线方向一致。

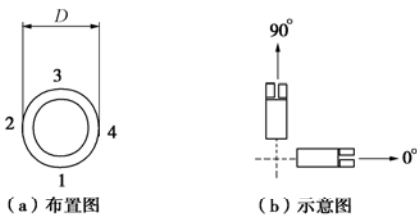


图 5 应变花
Fig. 5 Strain rosette

表 1 试验管道参数

Table 1 Parameters of pipelines used in experiment					
编号	泊松比 μ	弹性模量 E/MPa	重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	壁厚 $/\text{cm}$	外径 D/cm
1	0.36	3000	14	0.5	5
2	0.36	3000	14	0.4	4

1.3 土样制备

试验土样经筛分试验得到的颗粒级配曲线如图 6

所示。由图中可知,土样主要以黏粒和粉粒为主,粉粒含量约为 60%,黏粒含量超过了 30%。中值粒径 d_{50} 为 0.01 mm。土样不均匀系数 $C_u > 10$,级配曲线的曲率系数 C_c 为 0.8。土样的含水率为 67.4%,比重为 2.716,液限为 65.1%,按土的分类标准划分属于淤泥。

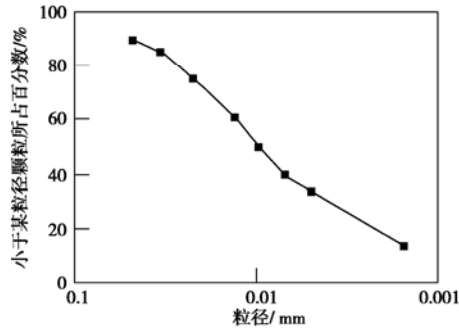


图 6 颗粒级配曲线

Fig. 6 Particle size distribution

土样的制备分两步:①利用淤泥搅拌机,往里面放土同时加水,出土后过筛,除去杂质和未搅匀的土块,然后放入接土槽;②将得到的土样小心装入模型槽中,抹平土样表面,以模拟海床。同时测定剪切强度并取适量土样测含水率。土样经 GNQZ 型指针式十字板剪切仪测定剪切强度 S_u 约为 0.2 kPa。

1.4 试验步骤

采用 PVC 管模拟海底管道,共采用了两种管道直径,分别为 4, 5 cm。试验中利用螺杆和管道压块来固定管道,如图 7 所示,端部为夹支,试验所需的相对埋深通过改变螺杆的长度来得到。试验主要操作步骤:①清理水槽,安装管道至相应的埋深,装入土样;②启动静态应变测试系统,将导线接入主机箱,设置相关参数,检测机箱,平衡测点;③拉动葫芦,使模型槽到达需要的高度,右侧马上拉动阀门,令土流出,同时电脑自动采集数据;④装入土样,重复第二步和第三步,直到前后两次测得数据相差不大时,调整设计角度和管道的埋深,进行下组的试验。

2 试验结果与分析

2.1 Randolph 和 NGI 的研究成果

Randolph 等^[5]用上下限解的极限分析法研究了滑动土体作用在无限长圆形柱上的极限推力。基于下限场理论,构建下限解答的静力应力场(如图 8),得

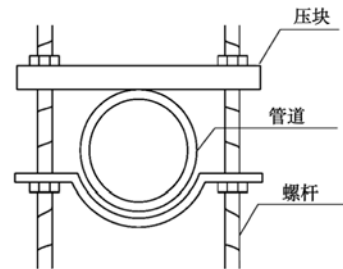
$$\frac{P}{S_u D} = N_c = \pi + 2\Delta + 2\cos\Delta + 4\left[\cos\left(\frac{\Delta}{2}\right) + \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right)\right] \quad (1)$$

式中 $\sin\Delta = \alpha = a/S_u$ ($0 \leq \alpha \leq 1$), a 为圆柱与土交接面的接触强度; P 为管线单位长度内的均布力; S_u 为土不排水剪切强度; D 为直径; N_c 为无量纲的参数,根据圆柱表面接触强度的不同得出不同的 N_c 值, α 为

0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0 时, N_c 为 9.142, 9.527, 9.866, 10.220, 10.531, 10.820, 11.088, 11.336, 11.563, 11.767, 11.940, 并认为一般取 10.5, 即可满足精度要求。



(a) 实物图



(b) 结构示意图

图 7 管道固定方法

Fig. 7 Fixing method of pipelines

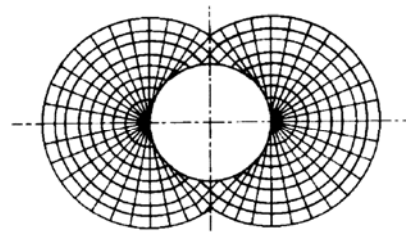


图 8 静力应力场示意图

Fig. 8 Characteristic stress mesh

对于上限解,构建机动场,采用与静力场相似的形式,得

$$\frac{P}{S_u D} = N_c = \pi + 2\Delta + 4\cos\psi(\sqrt{2} + \sin\psi) \quad (2)$$

式中, $\psi = \pi/4 - \Delta/2$, 代入后可以得出:当 $\alpha=1$ 时,上限解等于下限解; $\alpha < 1$ 时,两者有一定的差别;当 $\alpha=0$ 时,两者差别约为 9.1%^[6]。

挪威土工所^[7]进行了大量的模型试验,其测试方法为将管道快速冲压进入淤泥内,测得其动态阻力,对全埋管线在滑移泥流中所受的力提出了公式:

$$P = N_c S_u D \quad (3)$$

$$N_c = 12\left(1 + \frac{1}{24} \text{Re}\right) \quad (4)$$

式中 S_u 为土饱和和不排水剪切强度; Re 为雷诺数, $\text{Re} = UD/\nu$, U 为流滑土体的流速, ν 为运动黏度。他们进一步指出,当流速 U 很小时,雷诺数 Re 也很低,

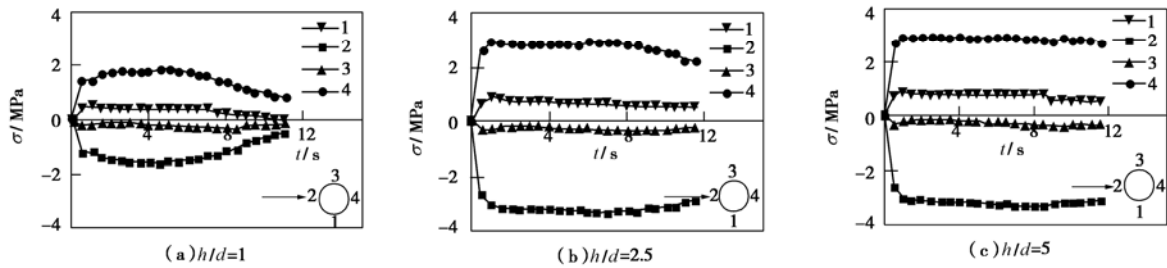


图9 典型应力时程曲线

Fig. 9 Characteristic history of stress on the pipelines

此时 $N_C \approx 12$, 这与 Randolph 提出的在粗糙圆管表面情况 $N_C=11.94$ 十分接近。上述在无限埋深情况下, 滑动土体对圆管的极限作用力取决于管土的接触强度和土体本身的不排水强度。

2.2 土-管作用过程描述

试验共有 18 种工况, 模型槽右端阀门打开以后, 土随即通过格栅往外流, 此时土床表面也逐渐往下降, 此时静态应变测试系统每隔 0.5 s 测数一次, 数据经处理后得出图 9 所示的应力变化情况。1, 2, 3, 4 四点为贴应变花的位置。各个测点的应力为

$$\sigma_0 = E(\varepsilon_0 + \mu\varepsilon_{90})/(1 - \mu^2), \quad (5)$$

式中, ε_0 和 ε_{90} 分别为与轴线一致和垂直轴线方向的应变, 由静态应变仪测得。

由图 9 可看出, 管子表面 4 个测点在阀门打开瞬间发生变形, 在很短的时间内达到一个稳定的峰值应力状态。8~10 s 以后, 管子表面的应力也逐渐减小。这可能是由于土体流失, 床面下降而导致埋深缓慢减小, 因而应力减小。测点 1 和 3 受力, 说明管道有上下相对位移, 而测点 2 和 4 应力是作为计算作用在管道上水平力的主要依据。此外, 在埋深较大时, 峰值应力持续较长, 埋深中等时次之, 埋深较小时最短, 这是因为前者埋深较大, 淤泥面的降低产生的边界效应不明显, 而其余的工况埋深较小导致应力减小较快。

2.3 试验数据分析

本文近似地认为作用在管子上的力为均布力 P , 即

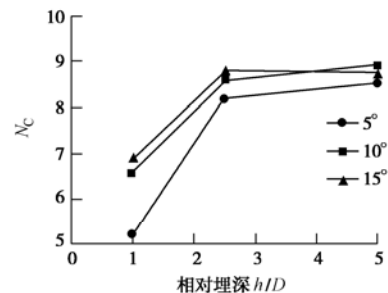
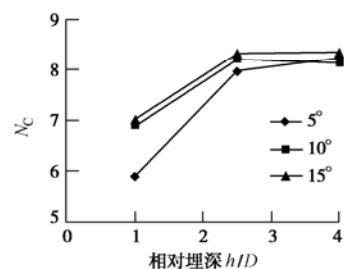
$$P = \frac{8\sigma W}{l^2}, \quad (6)$$

式中, W 为抗弯截面模量, 由于管道两端的固定方法会引起管道受土体作用长度的减小, 经实体量测后取有效长度 $l=0.9$ m。 σ 取如图 9 中 2, 4 测点的应力的平均值。

根据不同的工况, 本文共进行了 18 组试验。整理 18 组试验中测得的数据, 结果如图 10, 11 所示。由于本文主要是在土床低速流滑状态 ($U=1\sim 2$ cm/s) 下所进行的, 所以相应的雷诺数 $Re=UD/\nu$ 也很小, 可以忽略雷诺数的影响。因此参照 Randolph 和 NGI 公式, 可

$$N_C = \frac{P}{S_u D}. \quad (7)$$

由图 10, 11 可知: 当埋深较大时, N_C 的值保持在一个较为稳定的范围内, 说明此时作用在管道上的均布力趋向于一个稳定值。当埋深较小时, 与 Randolph 的值相差较大, 这是因为埋深较小时, 受表面边界条件的影响较大, 而 Randolph 是在无限空间里得出的解。而作用力 P 随土床坡度 θ 的增大而略微有所增大 ($5^\circ\sim 15^\circ$), 但是幅度并不十分明显。

图10 N_C - 埋深关系 ($D=4$ cm)Fig. 10 Relationship between N_C and burial depth ($D=4$ cm)图11 N_C - 埋深关系 ($D=5$ cm)Fig. 11 Relationship between N_C and burial depth ($D=5$ cm)

3 作用力随埋深变化分析

从前面模型试验可知, 随着埋深的变化, 管道上作用力会发生一定的变化, 这主要是受边界条件的影响。为了更加准确地分析埋深的影响, 本文用有限元方法, 分析了一平躺在土中的圆管, 在管上逐渐加水平力, 考察其在不同埋深条件下的水平承载力。即将原来的土动管不动, 转化为管动土不动来分析。

3.1 计算模型

本文采用的计算几何模型与坐标系如图 12 所示。

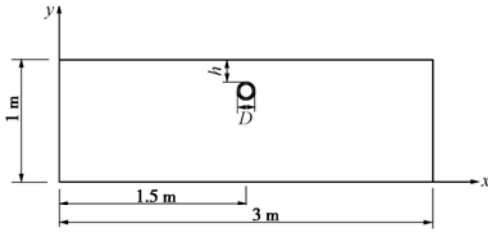


图 12 几何模型

Fig. 12 Geometric model

计算区域为矩形土床，长 3 m，高 1 m，土床正中为平躺的圆管，外径 $D=5$ cm，壁厚 0.5 cm。 h 为埋深，即圆管顶端至土床表面的距离。模型的边界条件为：顶端为自由边界，左端、右端和底面均为固定边界。管道周围网格局部放大和加载示意图见图 13。根据埋深不同单元个数有少许不同，大约为 1000 个。

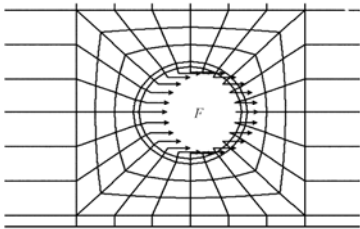


图 13 局部网格和加载示意图

Fig. 13 Part of grid and loading

3.2 材料模型

由于本文考虑的是饱和和不排水条件，加载过程历时较短，因此土床采用的是 Von Mises 理想弹塑性模型。数值计算采用的土参数：弹性模量 $E=5$ MPa，泊松比 $\mu=0.45$ ，重度 $\gamma=16$ kN/m³， $c=18$ kPa；管道参数：弹性模量 $E=3000$ MPa，外径 $D=5$ cm，壁厚为 0.5 cm，重度 $\gamma=14$ kN/m³，泊松比 $\mu=0.36$ 。

3.3 计算结果与分析

计算时，收敛准则由残余力（不平衡力）的范数判定，其收敛容差取值为 0.001。共计算了埋深 $0.1D$ ， $0.25D$ ， $0.5D$ ， $0.75D$ ， $1D$ ， $1.25D$ ， $1.5D$ ， $1.75D$ ， $2D$ ， $2.25D$ ， $2.5D$ ， $2.75D$ ， $3D$ ， $4D$ ， $5D$ 共 15 种工况下的管道水平承载力。图 14~16 为在相对埋深 h/D 分别为 0.5，3，5 时土体破坏时的位移场。从图中可以看出，左右以及下边界附近区域位移为零，说明边界条件取得合理。随着埋深的增加，边界附近的位移逐渐减小，管线的运动对土体位移场的影响范围大约是 3 倍管径，土体破坏也发生在这一区域。

图 17 为计算所得的管道极限推力和埋深的关系。从图中可以发现：管道极限推力在埋深从 $0.1 \sim 3D$ 基本上呈非线性增大，增加的幅度较大。 $3 \sim 5D$ 之间增加幅度很小。同样按照式 (7) 计算不同埋深下 N_c 值，

得出了如图 18 所示的结果。

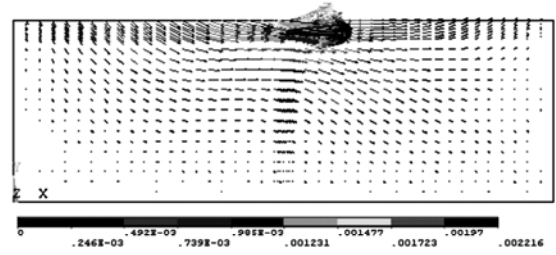


图 14 土体破坏时的位移矢量图 ($h/D=0.5$)

Fig. 14 Displacement vector at failure($h/D=0.5$)

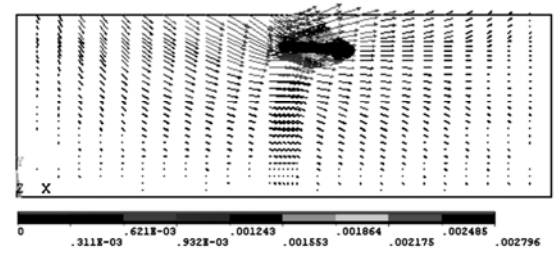


图 15 土体破坏时的位移矢量图 ($h/D=3$)

Fig. 15 Displacement vector at failure($h/D=3$)

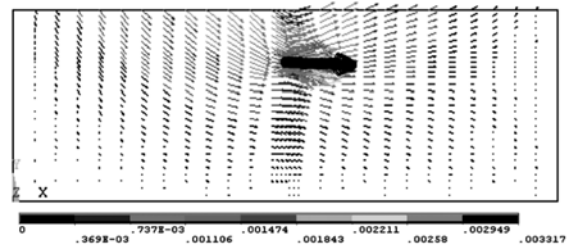


图 16 土体破坏时的位移矢量图 ($h/D=5$)

Fig. 16 Displacement vector at failure($h/D=5$)

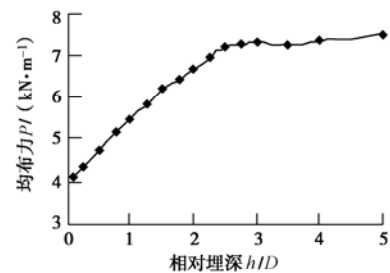


图 17 均布承载力 P 与相对埋深 h/D 关系曲线

Fig. 17 Relationship between P and h/D

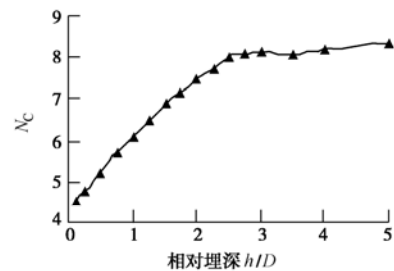


图 18 N_c 与相对埋深 h/D 关系曲线

Fig. 18 Relationship between N_c and h/D

取相对埋深 h/D 与 N_c 的比值作为纵坐标, 相对埋深为横坐标, 将试验结果和数值模拟值画在同一图上, 并经线性拟合就得到了如图 19 所示的结果。

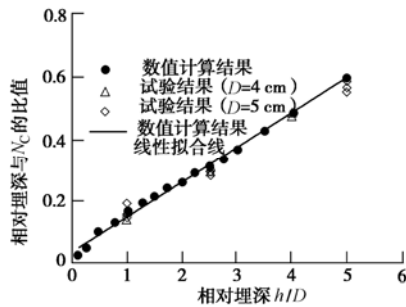


图 19 N_c 与相对埋深 h/D 拟合关系线

Fig. 19 Fitting curves between N_c and h/D

从图中拟合结果可知, N_c 与相对埋深 h/D 的关系为双曲线方程, 相关系数 R 为 0.99,

$$N_c = \frac{9.1}{1 + 0.36D/h} \quad (h/D > 0.5) \quad (8)$$

从式中可以发现, 当 $h \rightarrow +\infty$ 时, N_c 为 9.1, 这与 Randolph 光滑管道的结果比较接近, 且在相对埋深 $h/D > 0.5$ 时与计算所得的结果拟合得较好。本文推荐式 (8) 的前提为 $h/D > 0.5$, 与工程中 $h/D = 1 \sim 10$ 是匹配的, 能满足工程上的计算要求。

将式 (8) 代入式 (7) 便得到了慢速滑动泥流对管道均布作用力的拟合公式:

$$P = \frac{9.1}{1 + 0.36D/h} S_u D \quad (h/D > 0.5), \quad (9)$$

该式形式简便, 可以为海底管线的工程设计提供参考。

必须指出的是, 本文在试验时采用的是表观光滑的管道, 而在数值计算时采用的是管土接触面变形协调。这些条件与 Randolph 定义的接触强度比 ($\alpha = a/S_u$, a 为圆柱与土接触面的强度) 有一定的区别。首先表观光滑并不表示接触强度比 α 为零, 因此试验中实际管土接触面强度比可能介于 0~1。而有限元计算极限推力时管土接触面变形协调, 并没有直接采用界面单元及其强度, 也是因为界面强度的确定缺乏依据。为了计算的便捷, 本文假定管土位移连续, 而计算极限状态的判据为残余力 (不平衡力) 的范数, 其收敛容差取值为 0.001。因此本文的数值模拟应理解为一种工程近似模拟, 从数值计算的结果与试验结果相比较来看, 拟合的公式是可以接受的。

4 结 论

(1) 采用含水率为 67.4% 的淤泥质土模拟海床,

利用管径分别为 4, 5 cm 的 PVC 管模拟海底管道, 针对不同工况组合, 共进行了 18 组试验, 探讨了慢速流滑海床对不同埋深下海底管线的作用力, 并进一步通过数值手段细化分析了作用力随埋深的变化。

(2) 模型试验结果显示, 在埋深较大时, N_c 的值比较稳定, 当埋深较小时, 由于受边界条件的影响较大, N_c 的值比较小。数值结果显示, 管道表观光滑时 N_c 的值随埋深增大趋向于 9.1, 与 Randolph 光滑管道的结果比较接近。管线的运动对土体位移场的影响范围大约是 3 倍管径, 土体破坏也发生在这一区域。

(3) 得到了慢速流滑泥流对管道作用力的拟合公式 (9), 可以为海底管线的工程设计提供参考。

参考文献:

- [1] 周延东, 刘日柱. 我国海底管道的发展状况与前景[J]. 中国海上油气(工程), 1998, 10(4): 1 - 5. (ZHOU Yan-dong, LIU Ri-zhu. Status and prospect of the development of sub-sea pipeline in China[J]. China Offshore Oil and Gas (Engineering), 1998, 10(4): 1 - 5. (in Chinese))
- [2] 胡光海, 刘振夏, 房俊伟. 国内外海底斜坡稳定性研究概况[J]. 海洋科学进展, 2006, 24(1): 130 - 136. (HU Guang-hai, LIU Zhen-xia, FANG Jun-wei. A review of submarine slope stability studies at home and abroad[J]. Advances in Marine Science, 2006, 24(1): 130 - 136. (in Chinese))
- [3] 国家海洋局. 海底电缆管道管理实施细则[S]. 1991. (State Oceanic Administration. Implementing rules of the submarine cable and pipeline management[S]. 1991. (in Chinese))
- [4] 马良, 王金英. 海底管道埋设技术论证[J]. 中国海洋平台, 1999, 6(14): 17 - 20. (MA Liang, WANG Jin-ying. Burial technique verification of submarine pipeline[J]. China Ocean Platform, 1999, 6(14): 17 - 20. (in Chinese))
- [5] RANDOLPH M F, HOULSBY G T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil[J]. Geotechnique, 1984, 34(4): 613 - 623.
- [6] MARTIN C M, RANDOLPH M F. Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil[J]. Geotechnique, 2006, 56(2): 141 - 145.
- [7] NGI. Confidential literature of NGI[R]. 2003.