

# 软黏土海床条件下的管道侧向失稳预测模型\*

师玉敏<sup>1, 2</sup>, 高福平<sup>1, 2\*\*</sup>

(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)

**摘要:** 针对软黏土海床条件, 基于被动土压力理论建立了海底管道侧向失稳预测模型。利用准静态平衡分析, 该模型将极限侧向土阻力分解为被动土压力和滑动土阻力两个分量。验证分析表明, 模型预测结果与文献[3]实验结果吻合较好。参量研究发现, 在稳态海流作用下, 随着软黏土不排水抗剪强度增大, 维持管道在位稳定所需的最小埋深呈幂指数减小趋势; 同时, 极限侧向土阻力中的滑动土阻力分量呈非线性增大, 相应的被动土压力分量则逐渐降低。

**关键词:** 软黏土; 海底管道; 侧向失稳; 极限土阻力

中图分类号: TU 447

文献标志码: A

文章编号: 1672-5174(2017)10-141-07

DOI: 10.16441/j.cnki.hdx.20160478

引用格式: 师玉敏, 高福平. 软黏土海床条件下的管道侧向失稳预测模型[J]. 中国海洋大学学报(自然科学版), 2017, 47(10): 141-147.

SHI Yu-Min, GAO Fu-Ping. Analytical model for predicting lateral instability of a submarine pipeline on the soft clayey seabed[J]. Periodical of Ocean University of China, 2017, 47(10): 141-147.

在位稳定性是海底管道设计<sup>[1]</sup>的关键问题之一。在海洋油气开采中, 受波浪、海流等海洋环境载荷的影响, 管道可从原位发生侧向滑移而偏离设计路由, 甚至引发工程事故。随着中国南海油气开采不断向深海海域推进, 海流逐渐成为海底管道的主要水动力载荷, 粉质黏土或软黏土是南海深水海域更为常见的土体类型。因此, 深入理解并科学预测黏性土海床条件下的管道侧向失稳对于海底管道设计至关重要。

量  $W_s$ 、管道水动力载荷(包括水平拖曳力  $F_D$  和垂向升力  $F_L$ )以及海床提供给管道的土阻力  $F_R$  和垂向支持力  $F_C$  之间, 应满足准静态平衡条件: 即  $F_D = F_R$  (水平向);  $F_C = W_s - F_L$  (垂向)。以上各作用力的单位均为 kN/m。当  $F_D > F_R$  时, 海底管道将发生侧向失稳。

准确预测海底管道的极限侧向土阻力, 是管道在位稳定性设计的关键。1970 年代以前, 经典库仑摩擦理论曾被用于估算管道的极限侧向土阻力。机械加载实验结果发现<sup>[2-4]</sup>, 管道侧向土阻力与加载历史、土体强度、管道表面粗糙度、管土接触面积及滑移方向等多种因素相关; 对于黏土海床而言, 经典库仑摩擦理论难以反映管道侧向失稳过程中复杂的管土相互作用<sup>[5-9]</sup>, 因而不能准确预测海底管道极限侧向土阻力。Wagner 等人<sup>[3]</sup> 基于系列的机械加载实验结果, 假定侧向土阻力由滑动摩擦阻力  $F_{Rf}$  与被动土压力  $F_{Rp}$  两部分组成, 提出了描述黏土海床上的管道极限侧向土阻力的经验模型(简称 Wagner 模型):

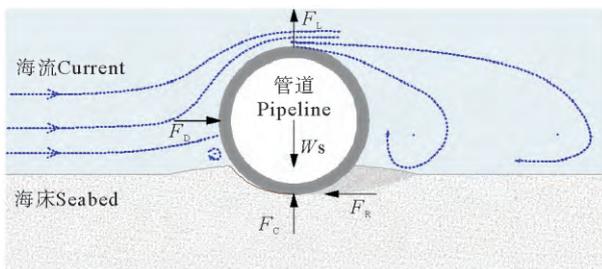


图 1 海底管道侧向失稳示意图

Fig. 1 Illustration of lateral instability of a submarine pipeline

当海流方向垂直作用于铺设在水平海床上的海底管道时, 管道侧向在位稳定性可视为平面应变问题(见图 1)。在管道发生侧向失稳的临界状态, 管道水下重

式中:  $\mu_0$  为管道与海床土体之间的侧向滑动摩擦阻力系数(该模型取值  $\mu_0 \approx 0.2$ , 并认为其大小不受黏土抗剪强度的影响);  $D$  为管道外径(单位: m);  $A_{0.5}$  为管土

\* 基金项目: 国家自然科学基金项目(11372319; 11232012); 中国科学院战略性先导科技专项(B类)项目(XDB22030000)资助  
Supported by the National Natural Science Foundation of China (11372319; 11232012); Strategic Priority Research Program (Type-B) of CAS (XDB22030000)

收稿日期: 2017-06-17; 修订日期: 2017-07-12

作者简介: 师玉敏(1991-), 女, 博士生。E-mail: shiyumin@imech.ac.cn

\*\* 通讯作者: E-mail: fpgao@imech.ac.cn

接触的特征面积,通常取管道嵌入土体部分的横截面的一半(单位:  $m^2$ ),  $A_{0.5}/D$  反映了管土界面接触的特征长度;  $\beta_0$  为无量纲经验系数,与管道侧向位移和加载历史有关;  $c_u$  为重塑黏土的不排水抗剪强度(单位:  $kPa$ )。相比于经典库仑摩擦理论,该模型考虑了被动土压力的贡献。继 Wagner 等<sup>[3]</sup>之后, Verley<sup>[10]</sup>, Bruton<sup>[5]</sup> 等人基于量纲分析和实验数据分别拟合得到了不同形式的极限侧向土阻力经验公式。上述经验模型中,侧向土阻力均被假定为滑动摩擦力分量和被动土压力分量的标量之和;然而考虑到海底管道的受力特征,不难发现,将二者直接进行标量相加是不合理,经验系数的取值范围较大。

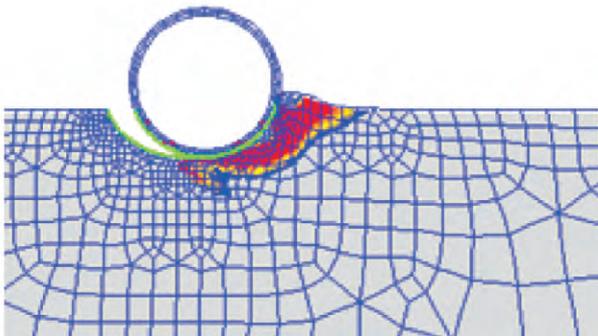


图2 水平软黏土海床上部分埋设管道侧向失稳过程中土体内部塑性区分布的数值模拟结果<sup>[7]</sup>

Fig. 2 Numerical result of plastic zone distribution within the soil around a partially-embedded pipeline while losing lateral instability on a horizontal soft clay seabed<sup>[7]</sup>

土体是一种弹塑性材料,在管道侧向失稳时其侧方土体内部将产生塑性剪切滑移区。有限元模拟<sup>[7, 11]</sup>显示,管道侧向失稳过程中土体塑性区扩展模式与被动土压力挡土墙的失稳模式类似(见图2)。Gao 等<sup>[12]</sup>曾基于被动土压力理论,建立了针对斜坡砂质海床情况的侧向管土相互作用模型。

针对水平软黏土海床情况,本文建立了预测具有初始嵌入深度的海底管道在海流作用下发生侧向失稳的管土相互作用模型;继而分析了软黏土不排水抗剪强度对管道侧向稳定性的影响。

### 1 软黏土海床条件下管道侧向失稳预测模型

#### 1.1 基本假定

直接铺设于海床上的海底管道,在自重作用下通常会产生沉降而具有初始嵌入深度  $e_0$ 。在单向稳态海流作用下,海底管道所受的水动力载荷包括拖曳力  $F_D$  和升力  $F_L$ (见图1),可利用 Morison 方程<sup>[13]</sup>进行计算:

$$F_D = 0.5 C_D \rho_w D U^2, \quad (2a)$$

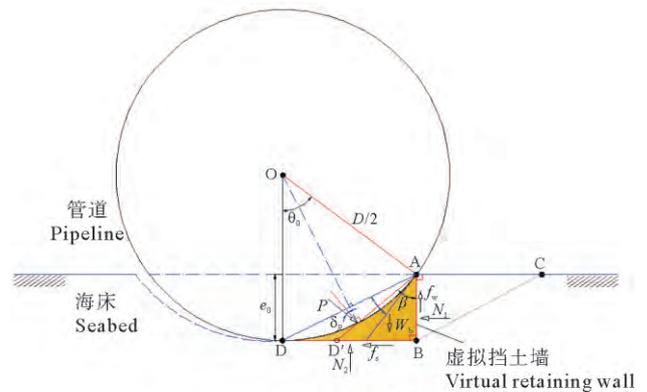
$$F_L = 0.5 C_L \rho_w D U^2. \quad (2b)$$

式中:  $\rho_w$  为水的质量密度(单位:  $kg/m^3$ );  $U$  为海流速度;基于雷诺数  $Re$  范围,可参考文献<sup>[14]</sup>获取水动力系数  $C_D$  和  $C_L$  的取值。

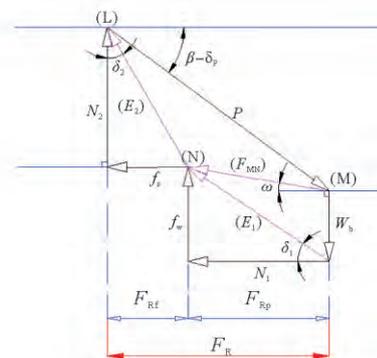
当水动力载荷足够大而导致管道发生侧向失稳时,管道前方土体受到挤压作用而发生类似被动土压力挡土墙的极限平衡状态。参考有限元模拟结果(见图2),假定如下:(1)管道侧方土体内部存在一个复合破坏面(见图3):沿接触点  $D$  与海床面相平行的滑移面  $DB$ ,以及滑移面  $BC$ ;(2)滑移土体内部存在一个垂直于床面的虚拟挡土墙  $AB$ ,可将滑移土体简化为楔形体  $ABD$  和  $ABC$  的组合体;(3)当管道侧向失稳时,土楔体  $ABD$  与管道联合挤压土楔体  $ABC$  沿破坏面  $BC$  产生塑性滑移。

#### 1.2 管道侧向失稳预测模型

基于上述假定,管道在水平软黏土海床上发生侧向失稳时,土体内部破坏机构以及土楔体  $ABD$  的受力平衡如图3所示。滑移面  $DB$  和  $BC$  段遵守理想的刚塑性破坏准则,抗剪强度完全发展。



(a) 土体内部破坏机构  
Failure mechanism within clay



(b) 土楔体ABD的受力平衡  
Equilibrium of forces on the wedge-ABD

图3 水平软黏土海床上具有初始嵌入深度的管道侧向失稳  
Fig. 3 Lateral instability of an initially-embedded submarine pipeline laid on a horizontal soft clay seabed

基于库仑被动土压力理论, 滑移面 BC 上的作用力, 土楔体 ABC 的水下重量将会被虚拟挡土墙 AB 上的法向被动土压力  $N_1$  和壁面剪切力  $f_w$  平衡。因此, 土楔体 ABD (图 3(a) 中阴影面积) 所受的作用力包括 (单位均为: kN/m):

- (1) 挡土墙 AB 上的法向被动土压力  $N_1$ , 壁面剪切力  $f_w$  (二者的合力表示为  $E_1$ , 与法线的夹角为  $\delta_1$ );
- (2) 滑移面 DB 上的法向压力  $N_2$ , 剪切阻力  $f_s$  (二者的合力表示为  $E_2$ , 与法线的夹角为  $\delta_2$ );
- (3) 土楔体 ABD 的水下重量  $W_b$ ;
- (4) 管土界面作用力  $P$ 。

为便于描述管土界面作用力  $P$  的方向, 将管土接触的圆弧简化为直线 AD' (即割线 AD 与切线的角平分线)。

上述各作用力的具体计算如下:

虚拟挡土墙 AB 垂直于海床表面, 高度等于管道的嵌入深度 ( $e_0$ )。考虑到软黏土海床固结速率缓慢, 采用完全不排水条件下的抗剪强度指标 ( $c_u = S_u$ ) 更为合适。在深海条件下, 软黏土的不排水抗剪强度  $c_u$  通常小于 12.5 kPa<sup>[15-16]</sup>。基于不排水条件下黏土的库仑被动土压力理论, 挡土墙 AB 上的法向被动土压力  $N_1$  和壁面剪切力  $f_w$  可以分别表示为<sup>[17-18]</sup>:

$$N_1 = \frac{1}{2} \gamma' e_0^2 + c_u e_0 K_{pc}, \quad (3a)$$

$$f_w = c_w e_0. \quad (3b)$$

式中:  $\gamma'$  为软黏土的浮容重 (单位: kN/m<sup>3</sup>);  $c_u$  为软黏土的黏聚力 (不排水抗剪强度)。随着土体深度的增加, 抗剪强度越大, 基于土体内部的破坏机构 (见图 3(a)), 取管道嵌入深度  $e_0$  处的  $c_u$  作为参考值。  $K_{pc}$  为与黏土黏聚力效应相关的被动土压力系数<sup>[17]</sup>:

$$K_{pc} = 2 \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}}. \quad (4)$$

式中:  $c_w$  为挡土墙的界面黏聚力。若考虑完全光滑的挡土墙时  $c_w \approx 0$ , 此时  $K_{pc} = 2.0$ , 则方程 (3a) 可退化为黏土的朗肯被动土压力, 即  $N_1 = \frac{1}{2} \gamma' e_0^2 + 2c_u e_0$ 。实际挡土墙的界面通常不能简化为光滑条件, 管道界面黏聚力  $c_w$  介于  $0.3c_u \sim 1.0c_u$  范围之内, 对软黏土而言  $c_w \approx c_u$ <sup>[17]</sup>。

土楔体 ABD 的水下重量 (图 3(a) 中的阴影面积) 可表示为:

$$W_b = \frac{\gamma'}{8} \left[ 4e_0^2 \frac{1 + \cos\theta_0}{\sin\theta_0} - D^2 (\theta_0 - \sin\theta_0) \right]. \quad (5)$$

$\theta_0$  为管道嵌入海床角度的一半; 当  $0 < e_0/D < 0.5$  时,  $\theta_0 = \arccos(1 - 2e_0/D)$ 。

当管道侧向失稳时的土体内部破坏机构确定后, 根据土楔体 ABD 的受力平衡条件 (见图 3(b)) 和 LMN

的正弦定理可得:

$$\frac{P}{\sin(\pi/2 + \omega + \delta_2)} = \frac{F_{MN}}{\sin(\pi/2 - (\beta - \delta_p) - \delta_2)}. \quad (6)$$

式中:  $\delta_p$  为管土界面作用力  $P$  与法线之间的夹角, 当  $P$  位于法线下方时 (见图 3(a))  $\delta_p$  为正;  $F_{MN}$  为挡土墙 AB 上总作用力  $E_1$  与  $W_b$  的合力, 即  $F_{MN} = N_1 / \cos\omega$ ;  $\omega$  为  $F_{MN}$  与水平床面之间的夹角, 即  $\omega = \arctan[(f_w - W_b) / N_1]$ ;  $\delta_2$  为滑移面 DB 上的总作用力  $E_2$  与法线之间的夹角;  $\beta (= \angle D'AB)$  为挡土墙 AB 与管土界面 AD' 之间的夹角, 即  $\beta = \pi/2 - 3\theta_0/4$ 。因此, 管土界面力作用力  $P$  可表示为:

$$P = \frac{N_1 \cos(\delta_2 + \omega)}{\cos\omega \sin(3\theta_0/4 + \delta_p - \delta_2)}. \quad (7)$$

当管土界面作用力  $P$  确定后, 极限侧向土阻力 ( $F_R$ ) 及垂向支持力 ( $F_C$ ) 即可得到:

$$F_R = P \cos(\beta - \delta_p), \quad (8a)$$

$$F_C = P \sin(\beta - \delta_p). \quad (8b)$$

将方程两边分别相除, 可建立  $\beta$  与  $\delta_p$  之间的关系:

$$\beta - \delta_p = \arctan\left(\frac{W_s - F_L}{F_D}\right). \quad (9)$$

根据土楔体 ABD 的垂向平衡条件 (见图 3(b)) 和方程 (8b), 滑移面 DB 上的法向压力  $N_2$  以及合力  $E_2$  的方位角  $\delta_2$  可以分别表示为:

$$N_2 = W_s - F_L + W_b - f_w, \quad (10a)$$

$$\delta_2 = \arctan\left(\frac{c_u (e_0 \tan\beta)}{N_2}\right). \quad (10b)$$

不同于 Wagner 模型将管道的水动力载荷和土阻力进行完全解耦处理, 本模型考虑了二者之间的准静态耦合。若软黏土和管道的参数  $c_u$ 、 $D$ 、 $\gamma'$ 、 $W_s$  和海流速度  $U$  已知, 联立方程 (2a)、(2b)、(7)、(8a)、(8b)、(9)、(10b), 通过赋初始试算值并对上述方程组进行迭代求解, 可以预测管道在海流作用下维持侧向在位稳定所需的临界 (最小) 嵌入深度  $e_{cr}$ 。同样, 若给定参数  $c_u$ 、 $\gamma'$ 、 $W_s$ 、 $D$ 、 $e_0$ , 可以通过迭代计算估算出管道发生侧向失稳的临界海流速度  $U_{cr}$ 。

### 1.3 管道的极限侧向土阻力

由方程 (8a) 可知, 管道发生侧向失稳时, 管道作用于管土界面上作用力  $P$  沿水平床面的分量与极限侧向土阻力  $F_R$  彼此平衡。因此, 将作用于土楔体 ABD 上除  $P$  以外的各个矢量力沿水平床面投影 (如图 3(b) 所示), 发现管道的极限侧向土阻力可分解为挡土墙 AB 上的被动土压力  $F_{Rp}$  分量 (即, 法向被动土压力  $N_1$ ) 和滑移面 DB 上的滑动土阻力  $F_{Rf}$  分量 (即, 剪切土阻力  $f_s$ ) 两部分:

$$F_R = \underbrace{[0.5\gamma'e_0^2 + 2c_u e_0 \sqrt{1 + c_w/c_u}]}_{F_{Rp}} + \underbrace{f_s}_{F_{Rf}}. \quad (11)$$

式中的侧向滑动土阻力  $f_s$  又可通过  $\triangle LMN$  的正弦定

理力求解，

$$\frac{N_1/\cos\omega}{\sin(\pi/2+\delta_p-\beta-\delta_2)} = \frac{f_s/\sin\delta_2}{\sin(\beta-\delta_p-\omega)} \quad (12)$$

联立方程(3a),可得:

$$f_s = \left[ 0.5\gamma'e_0^2 + 2c_u e_0 \sqrt{1 + c_w/c_u} \right] \times \frac{\sin(\beta-\delta_p-\omega)\sin\delta_2}{\cos\omega\sin(\pi/2+\delta_p-\beta-\delta_2)} \quad (13)$$

将方程(13)代入方程(11),并将其进行无量纲处理,便可建立软黏土海床条件下管道侧向在位失稳的无量纲极限土阻力预测模型:

$$\frac{F_R}{c_u D} = \left[ 0.5 \left( \frac{\gamma' D}{c_u} \right) \left( \frac{e_0}{D} \right)^2 + 2\sqrt{1+c_w/c_u} \left( \frac{e_0}{D} \right) \right] \times \left[ 1 + \frac{\sin(\beta-\delta_p-\omega)\sin\delta_2}{\cos\omega\sin(\pi/2+\delta_p-\beta-\delta_2)} \right] \quad (14)$$

式中:无量纲极限土阻力  $F_R/(c_u D)$  受到无量纲不排水抗剪强度  $c_u/(\gamma' D)$  和嵌入深度  $e_0/D$  的影响,而管道水下重量以及水动力载荷对土阻力的影响则通过方位角  $\delta_p$  和  $\delta_2$  体现。

相比于 Wagner 模型(见方程(1)),该预测模型通过管土界面作用力的平衡分析,将极限侧向土阻力表示为被动土压力和滑动土阻力两部分的矢量和。

## 2 管道侧向在位失稳模型的验证

为验证上文提出的软黏土海床条件下的管道侧向失稳预测模型,表 1 给出了相同实验参数下该模型的预测结果与 Wagner 等<sup>[3]</sup>机械加载实验结果的对比。由于黏土的浮重度  $\gamma'$  在该文中并未提供,参考 DNV 规范<sup>[1]</sup>提供的范围以及文献<sup>[10]</sup>,取  $\gamma' = 8.0 \text{ kN/m}^3$ 。因此,如上文所述,当已知黏土以及管道参数  $\gamma', c_u, D, W_s, F_D, F_L$  时,联立方程 (2a)、(2b)、(7)、(8a)、(8b)、(9)、(10b),通过该模型进行迭代计算便可求得管道侧向失稳的临界(最小)嵌入深度  $e_{cr}/D$ ; 然后根据方程 (11) 可以进一步求得管道在该嵌入深度下的侧向土阻力分量  $F_{Rp}$  和  $F_{Rf}$ 。表 1 中实验测得的  $e_{cr}/D$  为循环加载后管道总的嵌入深度,即包含管道自重作用下的初始嵌入深度以及循环加载产生的附加沉降。

如图 4 所示,对比分析发现,本文提出的模型对  $e_{cr}/D$  的预测结果与实验结果吻合较好。 $e_{cr}/D$  的预测值普遍大于实验值,可能归因于在多次循环加载过程中管道前方形成了土体的隆起,而模型目前尚未考虑土体隆起对侧向土阻力的贡献。

表 1 管道侧向在位失稳模型的预测与 Wagner 等人<sup>[3]</sup>实验结果的对比

Table 1 Comparison between predictions with the present model for the lateral on-bottom instability of pipeline and the tests results by Wagner et al.<sup>[3]</sup>

实验编号 Test number	$c_u$ /kPa	$\gamma'$ /kN·m <sup>-3</sup>	$D$ /m	$W_s$ /kN·m <sup>-1</sup>	实验结果 Test results				模型预测结果 Predictions with the present		
					$e_{cr}/D$	$W_s - F_L$ /kN·m <sup>-1</sup>	$\frac{W_s - F_L}{c_u D}$	$F_R$ /kN·m <sup>-1</sup>	$e_{cr}/D$	$F_{Rp}$ /kN·m <sup>-1</sup>	$F_{Rf}$ /kN·m <sup>-1</sup>
1	1.0	8.0	1.0	2.8	0.14	2.08	2.08	0.98	0.20	0.74	0.24
2	1.0	8.0	0.5	1.4	0.24	1.16	2.32	0.59	0.27	0.46	0.13
3	1.0	8.0	1.0	2.0	0.10	1.52	1.52	0.51	0.10	0.32	0.19
4	1.0	8.0	0.5	1.0	0.16	0.93	1.86	0.44	0.20	0.32	0.12
5	1.0	8.0	1.0	2.0	0.18	1.44	1.44	0.85	0.17	0.62	0.23
6	1.0	8.0	0.5	1.0	0.33	0.67	1.34	0.77	0.36	0.65	0.12
7	1.0	8.0	0.5	1.0	0.28	0.8	1.60	0.5	0.23	0.38	0.12
8	1.0	8.0	1.0	2.8	0.24	1.9	1.90	1.38	0.28	1.13	0.25
9	1.0	8.0	0.5	1.4	0.40	0.95	1.90	0.92	0.42	0.80	0.12
10	1.0	8.0	1.0	2.0	0.25	1.21	1.21	1.55	0.31	1.30	0.25
11	1.0	8.0	0.5	1.0	0.37	0.67	1.34	0.77	0.36	0.65	0.12

## 3 软黏土不排水抗剪强度对管道侧向在位稳定性的影响

海底管道路由区的海床地质条件在空间上通常存

在差异性,而海床表面浅层土体的特性很大程度上决定了管道的在位稳定性。因此,基于本文模型,研究了软黏土不排水抗剪强度的变化对管道侧向在位稳定性的影响。表 2 给出了管道、软黏土以及海流主要参量

的输入,如前文所述,通过该模型可以求得海流作用下维持管道侧向在位稳定所需的临界(最小)嵌入深度。

小,被动土压力对侧向土阻力的贡献逐渐减小,滑动土阻力逐渐占据主导地位。

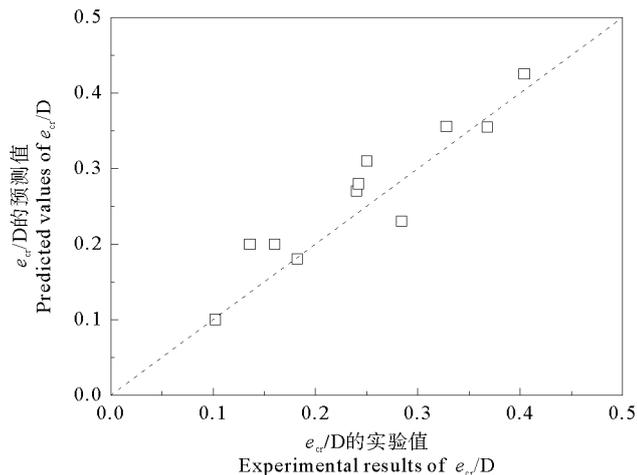


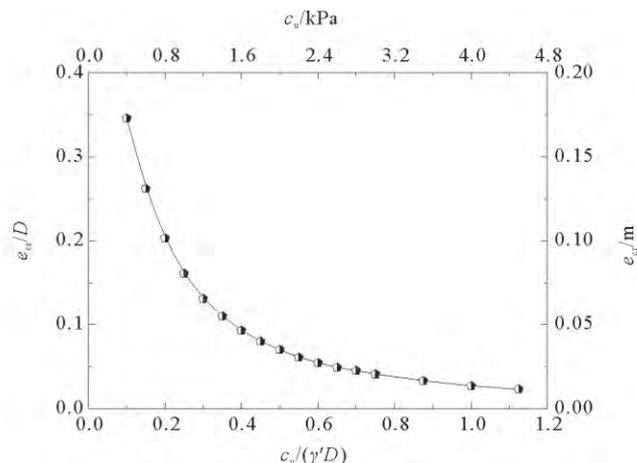
图 4 临界嵌入深度( $e_{cr}/D$ )的预测值与实验结果<sup>[3]</sup>对比  
Fig. 4 Comparison between the predicted values of critical pipeline embedment ( $e_{cr}/D$ ) and the experimental results<sup>[3]</sup>

表 2 海流、软黏土和管道参数

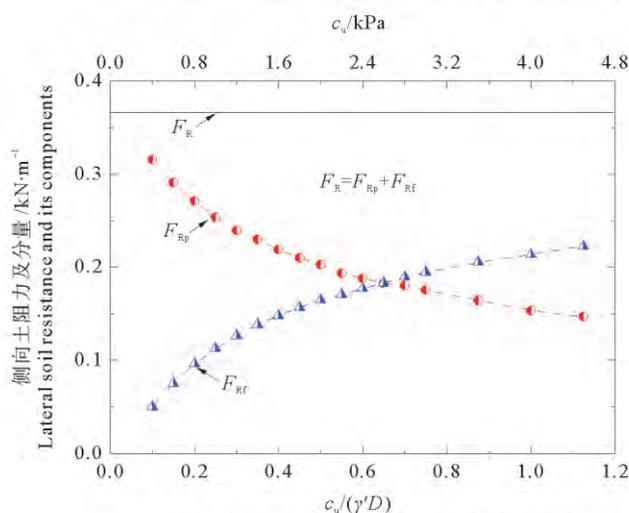
Table 2 Input data for the ocean current, soft clay, and pipeline

物理参数 Physical parameter	数值 Values	备注 Note
海流速度 $U / \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	1.5	
管道直径 $D/\text{m}$	0.5	
雷诺数 $Re$	$0.5 \times 10^6$	
拖曳力系数 $C_D$	0.65	文献[14]
升力系数 $C_L$	0.86	文献[14]
管道的拖曳力 $F_D/\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$	0.366	方程(2a)
管道的升力 $F_L/\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$	0.484	方程(2b)
管道水下重量 $W_s/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	1.4	
软黏土浮容重 $\gamma' / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	8.0	
软黏土的不排水抗剪强度 $c_u/\text{kPa}$	0.4~4.5	
与黏聚力相关的被动土压力系数 $K_{pc}$	2.83	方程(4)

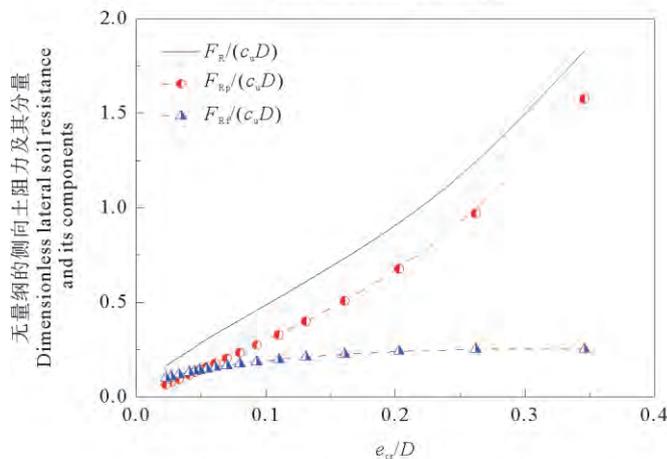
图 5(a)给出了软黏土不排水抗剪强度对临界嵌入深度  $e_{cr}/D$  的影响。随着不排水抗剪强度的增大,临界嵌入深度呈幂指数减小趋势。滑动土阻力分量  $F_{Rf}$  由海床土体内的滑移面 DB 上的剪切阻力  $f_s$  (见图 3(a)) 提供,因此对于不排水条件下的软黏土而言, $F_{Rf}$  会随着土体抗剪强度的增大而增加。在维持管道在位稳定的总侧向土阻力  $F_R (= F_D)$  不变的条件下,被动土压力  $F_{Rp}$  则随之减小(见图 5(b))。图 5(c)给出了无量纲侧向土阻力及分量与  $e_{cr}/D$  之间的关系,结合方程(14)可以看出与  $e_{cr}/D$  之间呈二次方关系。随着  $e_{cr}/D$  的减



(a) 管道的临界嵌入深度随土体抗剪强度的变化  
Variation of critical pipeline embedment with undrained strength



(b) 侧向土阻力及其分量随土体抗剪强度的变化  
Variation of lateral soil resistance and its components with the soil shear strength



(c) 无量纲的侧向土阻力及其分量与管道临界嵌入深度之间的关系  
Relationship between the dimensionless lateral soil resistance as well as its components and dimensionless critical pipeline embedment

图 5 软黏土不排水抗剪强度的影响

Fig. 5 Effects of the undrained shear strength of soft clay

## 4 结论

本文针对软黏土海床条件下海流导致的管道侧向在位失稳进行了理论预测研究。主要结论如下:

(1) 基于被动土压力理论,建立了海流作用下具有初始嵌入深度的海底管道在黏性土海床上发生侧向失稳的预测模型。

(2) 利用准静态平衡分析,海底管道的极限侧向土阻力可分解为被动土压力和滑动土阻力两个分量。对比分析发现,模型预测结果与已有的全比尺物理模型实验结果吻合较好。

(3) 软黏土不排水抗剪强度对管道侧向稳定性的影响分析表明:随着软黏土不排水抗剪强度增大,维持管道在位稳定所需的最小埋深呈幂指数减小趋势,极限侧向土阻力中的滑动土阻力分量呈非线性增大,相应的被动土压力分量则逐渐降低。

### 参考文献:

- [1] DNV. DNV-RP-F109 On-bottom stability design of submarine pipelines[S]. Norway: Det Norske Veritas, 2010.
- [2] Lyons C G. Soil resistance to lateral sliding of marine pipeline [C].//Proceedings of Fifth Annual Offshore Technology Conference. Houston: OTC1876, 1973: 479-484.
- [3] Wagner D A, Murff J D, Brennodden H, et al. Pipe-soil interaction model[J]. J Waterw Port Coast Ocean Eng, 1989, 115(2): 205-220.
- [4] Brennodden H, sveggen O, Wagner D A, et al. Full-scale pipe-soil interaction tests [C].//USA: Proceeding of Eighteenth Annual Offshore Technology Conference. OTC5338, 1986: 433-440.
- [5] Bruton D, White D, Cheuk C, et al. Pipe/soil interaction behavior during lateral buckling, including large amplitude cyclic displacement tests by the SAFEBUCK JIP[C].//USA: Proceeding of Offshore Technology Conference. OTC17944, 2006.
- [6] Cardoso C O, Silveira R. Pipe-soil interaction behavior for pipelines under large displacements on clay soils-A model for lateral residual friction factor[C].//USA: Proceeding of Offshore Technology Conference. OTC20767, 2010: 408-408.
- [7] Chatterjee S, White D J, Randolph M F. Numerical simulations of pipe-soil interaction during large lateral movements on clay[J]. Géotechnique, 2012, 62(8): 693-705.
- [8] Elostalo H, Huang S, Incecik A. Dynamic response of steel catenary riser using a seabed interaction under random loads[J]. Ocean Eng, 2013, 69(C): 34-43.
- [9] Duan L, Liao C, Jeng D, et al. 2D numerical study of wave and current-induced oscillatory non-cohesive soil liquefaction around a partially buried pipeline in a trench[J]. Ocean Eng, 2017, 135: 39-51.
- [10] Verley R and Lund K M. A Soil Resistance Model for Pipeline Placed on Clay Soils[C].//Proceedings of International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. Denmark: OMAE, 1995, 5(A): 225-232.
- [11] 闫术明. 海流作用下海底管道在位稳定性研究[D]. 北京:中国科学院大学, 2009.
- Yan S M. Ocean Currents Induced On-bottom Instability of Submarine Pipelines [D]. Beijing: University of Chinese Academy of Sciences, 2009.
- [12] Gao F, Ning Wang, Li J, et al. Pipe-soil interaction model for current-induced pipeline instability on a sloping sandy seabed[J]. Can Geotech J, 2016, 53(11): 1822-1830.
- [13] Morison J R, Johnson J W, Schaaf S A. The Force Exerted by Surface Waves on Piles[J]. J Pet Techno, 1950, 2(5): 149-154.
- [14] Jones W T. On-bottom pipeline stability in steady water currents [J]. J Pet Techno, 1978, 30(3): 475-484.
- [15] DNV. DNV-RP-F105 Free spanning pipelines [S]. Norway: Det Norske Veritas, 2006.
- [16] DNV. DNV-RP-F114 Pipe-soil interaction for submarine pipelines [S]. Norway: Det Norske Veritas, 2017.
- [17] Whitlow R. Basic soil mechanics [M]. London: Longman Publication Group, 1995: 284-297.
- [18] Craig R F. Soil Mechanics [M]. London and New York: E & FN Spon, 2004: 161-181.

## Analytical Model for Predicting Lateral Instability of a Submarine Pipeline on the Soft Clayey Seabed

SHI Yu-Min<sup>1, 2</sup>, GAO Fu-Ping<sup>1, 2</sup>

(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)

**Abstract:** Based on the passive soil pressure theory, an analytical model for predicting the pipeline lateral instability is developed for the soft clay seabed condition. By using quasi-static equilibrium analysis, the ultimate lateral soil resistance can be decomposed into a passive-pressure component and a sliding-resistance component. The verification shows that the analytical results predicted with the present model are in good agreement with the experimental ones by Wagner et al. (1989). It is indicated by parametric study that, with increasing the undrained shear strength of soft clay, minimum values of pipeline embedment to keep the pipeline laterally stable under steady currents decrease exponentially. Meanwhile the sliding-resistance component of the total soil resistance increases, but the passive-pressure component is reduced correspondingly.

**Key words:** soft clay; submarine pipeline; lateral instability; ultimate soil resistance

责任编辑 徐 环