

文章编号: 1671-7953(2008)02-0095-05

海底管线地基土体塑性及剪切破坏分析

赵波, 高福平, 雒承才

(中国科学院力学研究所, 北京 100080)

摘要: 提出一种分析管线地基极限承载力的平面应变有限元模拟方法, 采用自适应网格技术和接触对算法模拟管线嵌入土体的准静态过程, 利用修正 Drucker-Prager / Cap 本构模型模拟土体塑性。研究不同土性和管土界面摩擦条件下, 管线地基土体的塑性变形及位移场特性。利用载荷沉降曲线并结合地基塑性应变分布图和位移矢量图, 可判别管线地基的剪切破坏型式、确定地基极限承载力。

关键词: 海底管线; 海床; 剪切破坏; 极限承载力

中图分类号: TV139.2 **文献标志码:** A

Soil Plasticity and Shear Failure Properties of Pipeline Foundation

ZHAO Bo, GAO Fu-ping, LUO Cheng-cai

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China)

Abstract: A plane-strain finite-element method is proposed for analysis of the bearing capacity of pipeline foundation. In this method, the adaptive grid technique and 'contact pair' arithmetic are adopted to simulate the quasi-static process of the pipeline penetrating into seabed, and the modified Drucker-Prager / Cap model is used to model the soil plasticity. Based on the numerical results, the characteristics of plastic deformation and displacement vector fields are investigated for various soil material properties and pipe-soil interface friction conditions. According to the obtained self-weight/load-displacement curve, concurrently referring to the plastic strain field and soil displacement vector field, the shear failure type and the bearing capacity of pipeline foundations can be determined.

Key words: submarine pipeline; seabed; shear failure; bearing capacity

海底管线铺设后, 由于自重作用将嵌入海床土体直至达到平衡状态。海床土体的极限承载力直接关系到管线的垂向稳定性。当地基的塑性变形区充分发展并形成连续贯通的滑移面时, 地基所能承受的载荷, 称为极限载荷。传统矩形断面条形基础的极限承载力求解方法较多, 如极限平衡法、滑移线法、极限分析法等^[1]。鉴于管线具有圆形断面形状, 针对传统矩形断面条形基础地基承载力的研究结果难以直接应用于分析海床对管线的极限承载特性。Small 等人^[2]曾提出一种分析管线地基承载力的简化等效压力法。Murff 等

人^[3]将土体视为理想刚塑性材料, 采用极限分析法研究了粘土地基对管线的承载特性, 分析了管线沉降量以及管土界面摩擦对极限承载力的影响。但以上分析方法不能很好地反映土体的变形和破坏特征, 更无法描述管线嵌入土体时地基土从变形发展到破坏的过程。

本文提出一种管线地基极限承载力的平面应变有限元模拟方法, 模拟分析管土接触力分布、土体位移以及土体塑性变形特征。利用获得的管线沉降载荷曲线, 并结合地基塑性应变分布图和位移矢量图, 对管线地基的破坏型式和极限载荷进行分析。

1 有限元模型

1.1 有限元建模

管线的长度远大于横截面的尺寸(直径), 因此在有限元数值模拟时可采用平面应变模型。通

收稿日期: 2007-11-16

修回日期: 2007-12-10

作者简介: 赵波(1980-)男, 硕士生。

研究方向: 海洋工程力学。

E-mail: hongbomz@yahoo.com.cn

常海底管线刚度远大于地基土体的刚度,计算中将管线视为刚体。地基的左右两侧仅约束水平向(x)的位移,地基计算区域的底部设为固定约束边界。地基的计算宽度取为 $20D$,深度取为 $10D$ (D 为管线直径),计算网格采用4节点“CPE4R”单元。平面应变有限元网格划分,见图1。由于模型对称,因此也可截取一半进行模拟分析。

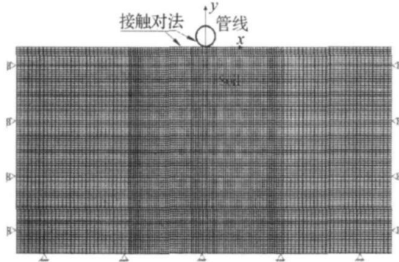


图1 平面应变有限元计算网格图

管线结构嵌入土体的“管-土”接触面处理是模拟管线沉降、地基应力分布及极限承载力的关键。在土与结构相互作用的数值模拟中,2种性质差异较大的介质之间接触的解决方法有多种,如连续的薄接触单元法、应用弹簧定义接触法、特殊接触面单元法、接触对法,等等^[4-5]。本文采用ABAQUS大型有限元分析软件提供的接触对算法^[5]。在该方法中,无需专门设置接触单元,而是指定接触的主面和从面,在计算中对接触的单元进行跟踪检测;主面上的节点可以嵌入到从面中去,反过来则不行。设定管线为主面,地基的上表面为从面。通过罚函数摩擦公式定义管土摩擦系数。为防止管线嵌入土体过程中部分单元因变形过大而产生扭曲,计算中还采取了自适应网格技术,以保证计算的精确性和收敛。

1.2 地基本构模型及参数

为合理预测管线的地基极限承载力,需选取合适的土体本构模型。本文选取修正 Drucker-Prager / Cap 模型模拟一种砂质粘土地基。与经典的 Drucker-Prager 模型不同,该模型的屈服面在平面上不是圆形的,因此可用来模拟压缩屈服强度大于拉伸屈服强度的土体材料;可反映岩土摩擦材料屈服强度与围压相关的性质,并可考虑土体的剪胀性;该模型在扩展 Drucker-Prager 模型基础上增加了帽子屈服面,可模拟静水压力对材料屈服的影响以及剪切破坏时的体积膨胀。

修正 Drucker-Prager / Cap 模型由剪切破坏面(F_s)、帽盖屈服面(F_c)和过渡屈服面(F_t)3部

分组成,各屈服面方程分别为:

$$F_s = q - p \tan \alpha - d = 0 \quad (1)$$

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{Rq}{(1 + \frac{d}{p_a \tan \alpha}) \cos \alpha} \right]^2} - R(d + p_a \tan \alpha) = 0 \quad (2)$$

$$F_t = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[q - \left(1 - \frac{d}{p_a \tan \alpha} \right) (d + p_a \tan \alpha) \right]^2} - (d + p_a \tan \alpha) = 0 \quad (3)$$

式中: q, p ——Mises 等效应力和等效围压应力;
 d —— $p-q$ 平面上剪切屈服线 F_s 的倾角(内摩擦角)和截距(粘聚力);
 R ——帽盖屈服面的形状参数,利用小量可使剪切屈服面和帽盖屈服面之间得以光滑过渡;
 p_a ——表征材料硬化或软化的塑性体积应变的硬化参数。

管线及土体的输入参数如下:

1) 管线参数。直径 $D = 0.5$ m, 管线视为刚体,管土之间的摩擦系数 $\mu = 0$ 或 0.7 。

2) 土性参数。 $E = 1.0$ MPa, $\nu = 1.8 \times 10^{-3}$ kg/m³, $\alpha = 0.3$, $d = 4.0$ (或 0.5) kPa, $\beta = 40^\circ$, $R = 0.005$, $\gamma = 0$ 。材料硬化参量与塑性体应变的关系与文献[6]的取值相同。

对于平面应变问题,修正 Drucker-Prager / Cap 模型中的摩擦角 α 和粘聚力 d ,与 Mohr-Coulomb 模型中的内摩擦角 ϕ 和粘聚力 c 存在如下关系:

$$\tan \alpha = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (4)$$

$$\frac{d}{c} = \left(1 - \frac{1}{3} \tan \alpha \right) \frac{2 \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5)$$

2 数值模拟结果分析

数值模拟了不同单位长度水下重量(W_s)海底管线的沉降及土体塑性变形,分析了“管-土”界面接触力、管线下方土体的塑性变形和位移,获得管线的载荷(水下重量)-沉降曲线,对管线地基的破坏模式和极限承载力作出判断。

在以下算例中,土性参数 $d = 4.0$ kPa, $\beta = 40^\circ$ 时,利用式(4) - (5)可得到 $c = 1.89$ kPa, $\phi = 21.6^\circ$; 当 $d = 0.5$ kPa, $\beta = 40^\circ$ 时, $c = 0.23$ kPa, $\phi = 21.6^\circ$ 。为了便于理解,下文中只给出了 Mohr-Coulomb 模型中的内摩擦角 ϕ 和粘聚力 c 的数值。

2.1 “管-土”接触力分布

在给定垂向载荷或自重(W_s)作用下时,管线嵌入土体的沉降过程可视为对称的平面应变问

题。在研究“管-土”界面接触力的分布时,可只考察右半区域。“管-土”接触角的定义见图 2 所示。

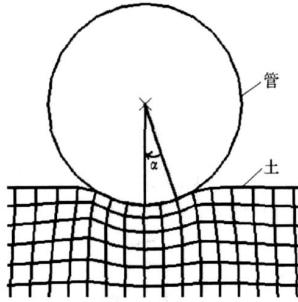


图 2 “管-土”接触角的定义图

计算得到了在不同管线自重时,“管-土”法向接触力 (p_n) 和切线接触力 (p_t) 随接触角 (α) 的变化,见图 3 和图 4 所示。对于光滑管线情况,切向接触力为零,即 $p_t = 0$ 。无论是光滑还是粗糙管线,在 W_s 取不同数值时,法向接触力随接触角变化的趋势存在较明显的差异:当 W_s 较小时,法向接触力 p_n 随着接触角 α 的增大而减小,即最大法向接触力发生在管线正下方(即 $\alpha = 0^\circ$);而当 W_s 较大时,法向接触力随着接触角的增大,先增大后减小,即最大法向接触力发生在距离管线底部的两侧(见图 3 和图 4(a))。对于不同重量的粗糙管线,管线正下方的切向接触力 p_t 为零;随接触角的增加, p_t 先逐渐增大至最大值,再逐渐减小为零(见图 4(b))。上述分析也表明,对于管线地基极限承载力的描述,难以象传统矩形条形基础情况下采用单一的应力形式给出,而只能采纳极限载荷(即极限管线水下重量 W_{sc})。

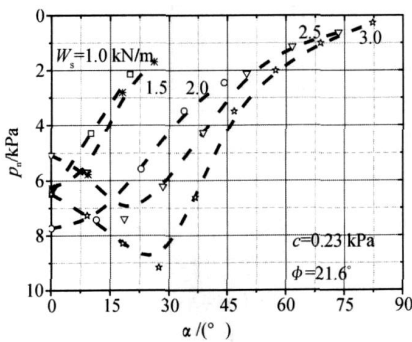
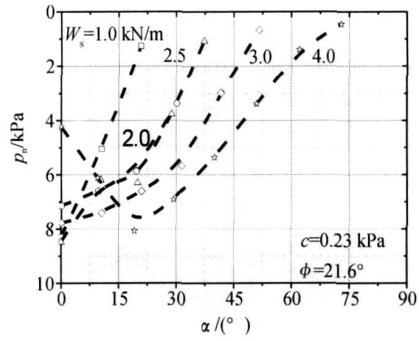


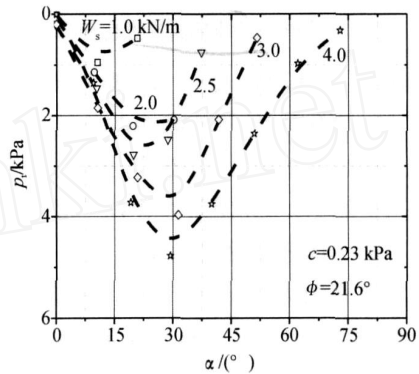
图 3 光滑管线“管-土”法向接触力分布

2.2 管线下方土体的塑性区

图 5 和图 6 分别给出了不同水下重量的光滑管线($\mu = 0$) 和粗糙管线($\mu = 0.7$) 地基土体的塑性变形云图。对于材料参数 $c = 0.23$ kPa、 $\phi = 21.6^\circ$ 的土体,在管线地基达到破坏之前,塑性变形区主要分布在管线两侧,而管线正下方土体



a) 法向接触力

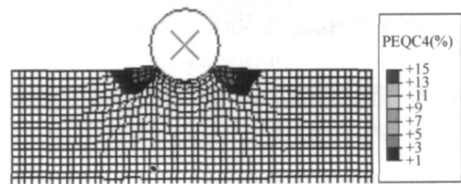


b) 切向接触力

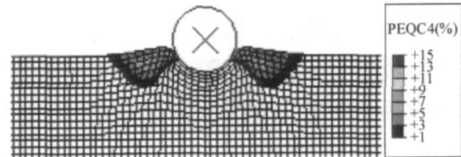
($D = 0.5$ m, $\mu = 0.7$)

图 4 粗糙管线“管-土”法向接触力分布

则处于弹性变形状态(见图 5a)和图 6a))。对于光滑管线,管线地基破坏时的塑性变形主要分布在管线附近地表边缘的区域,并伴有明显的地表面隆起(见图 5b)及图 8a));而对于粗糙管线,管线重量增至更大时,地基土体塑性区才贯通延伸到地基表面,塑性区的深度和宽度较大(见图 6)。可见,管土接触摩擦系数对地基破坏时的塑性变形区的空间分布有较明显的影响。



a) $W_s = 2.0$ kN/m



b) $W_s = 2.2$ kN/m

图 5 光滑管线地基的塑性应变云图

($c = 0.23$ kPa, $\phi = 21.6^\circ$; $D = 0.5$ m, $\mu = 0.7$)

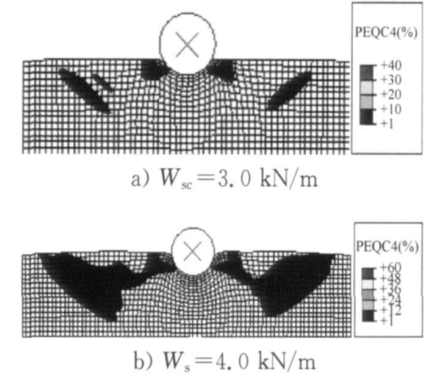


图6 粗糙管线地基的塑性应变云图
($c=0.23\text{ kPa}, \phi=21.6^\circ; D=0.5\text{ m}, \mu=0.7$)

图7给出了相同水下重量管线 ($W_s = 12.0\text{ kN/m}$) 在不同管土摩擦系数条件下,材料参数 $c=1.89\text{ kPa}, \phi=21.6^\circ$ 地基土体的塑性变形情况。可以看出,与光滑管线相比(见图7a)),粗糙管线下土体的塑性变形减弱(见图7b))。对于此种粘聚力稍大的土体,管线地基塑性区却主要分布在管线正下方,地基表面未出现隆起。因此,土性参数对管线地基的破坏型式有显著影响。

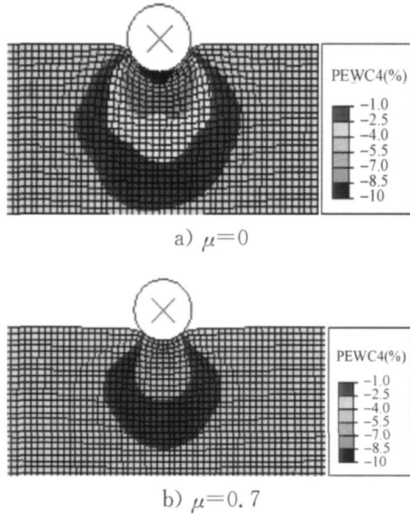


图7 管土摩擦系数对地基塑性变形区的影响
($c=1.89\text{ kPa}, \phi=21.6^\circ; D=0.5\text{ m}, W_s=12.0\text{ kN/m}$)

2.3 管线地基土体位移场

地基土体破坏后的位移矢量图,可更清晰地表征地基的破坏模式。图8和图9分别给出了2种土性参数的土体在不同管土摩擦系数条件下发生破坏时的位移场。对于材料参数 $c=0.23\text{ kPa}, \phi=21.6^\circ$ 的土体,管线地基破坏时正下方土体的位移方向向下;而管线两侧土体的位移方向趋势向上,这表明管线两侧表面有隆起现象(见图8)。从位移矢量图可清楚地识别出土体发生整体滑移

的界面,同时参考土体塑性应变云图(见图6),可判定此种土体的破坏型式为整体剪切破坏(见图8b))。对于材料参数 $c=1.89\text{ kPa}, \phi=21.6^\circ$ 的土体,管线地基发生破坏时,土体位移矢量方向的整体趋势则向下,未见土体表面隆起现象,在管线周围还出现了凹陷,而土体塑性区主要分布在管线正下方(见图7),可见此时管线地基的破坏型式为冲剪破坏(见图9)。

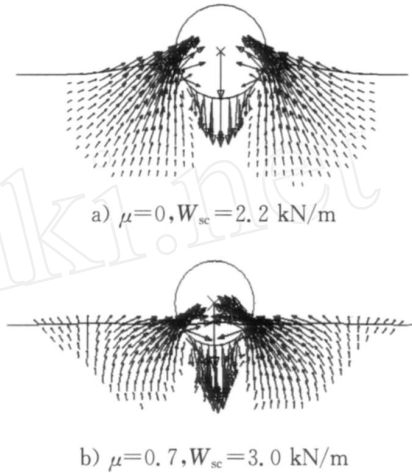


图8 管线地基土体破坏区的土体位移矢量图
($c=0.23\text{ kPa}, \phi=21.6^\circ; D=0.5\text{ m}$)

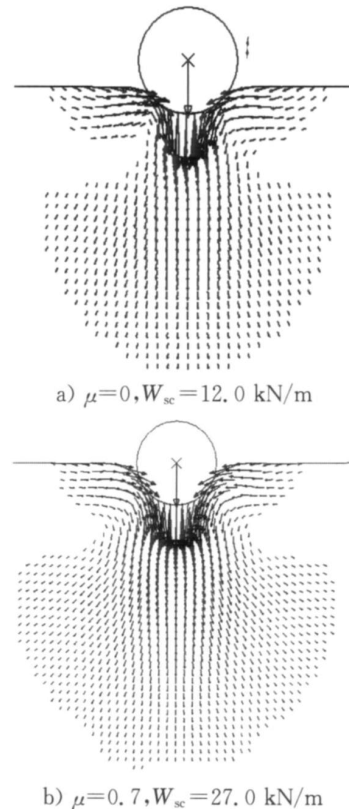
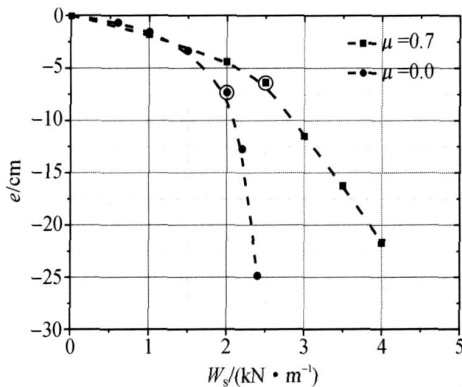


图9 管线地基土体破坏区的土体位移矢量图
($c=1.89\text{ kPa}, \phi=21.6^\circ; D=0.5\text{ m}$)

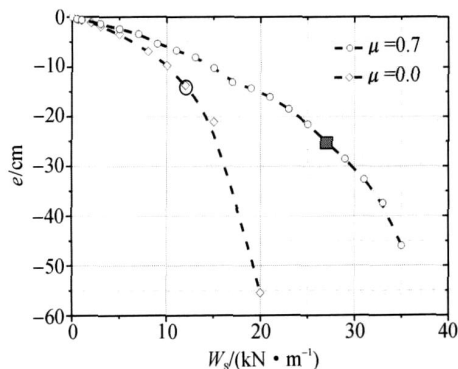
2.4 关于管线地基极限荷载与破坏型式的讨论

如前面所述,管线地基的极限承载能力是管线稳定性设计和安全评估中面临的关键问题。建筑物因地基承载力不足而发生的失稳破坏,通常是由于地基土体的剪切破坏而引起的。也就是说,地基失稳破坏是由于地基土体的所受剪应力达到了抗剪强度而产生塑性变形,形成了连续的滑移面而使得地基失去稳定。地基在垂向载荷下的破坏型式通常有3种:整体剪切破坏、局部剪切破坏、冲剪破坏。由于现场土性条件的复杂性,地基的破坏型式可能是多变的。

对于传统的矩形断面条形基础,一般通过载荷沉降曲线可确定地基的破坏型式。图10给出了不同土性和管土摩擦条件下的管线自重载荷沉降曲线。可以看出,在管线自重载荷较小时,管土接触摩擦对载荷沉降曲线差别不大;但随着载荷的增大,管土接触摩擦变得愈加明显。管土接触摩擦引起地基承载力的增大。大部分管线载荷沉降曲线存在由缓慢沉降到陡降的转折点。管线发生整体剪切破坏时,自重载荷沉降曲线的陡降段并不十分明显(参见图10a)中光滑管线情况)。



a) $c=0.23 \text{ kPa}, \phi=21.6^\circ$



b) $c=1.89 \text{ kPa}, \phi=21.6^\circ$

图10 管线的‘自重-沉降’曲线

与传统的矩形断面条形基础不同,管线嵌入土体时接触面积随着嵌入深度的增加而增大。因此,管线地基的破坏型式,应在所获得的自重载荷沉降曲线的基础上,还需借助于塑性变形场和土体位移场的特征进行识别。关于管线地基极限载荷的确定,对于整体剪切破坏情况,可参考载荷沉降曲线上由缓慢沉降到陡降的转折点处的垂向载荷值;对于没有缓慢沉降到陡降的转折点的情况(冲剪破坏),可参考管线沉降量为0.5倍管径时的垂向载荷值。在进行管线稳定性设计时,当然不能采用极限载荷作为地基承载力的设计值,需有一定的安全系数。

3 结束语

合理确定海床地基承载力是海底管线稳定性设计的关键。管线的圆形断面形状使得传统条形基础的承载力经验方法无法直接应用于计算管线地基承载力。本文提出了一种分析管线地基极限承载能力的准静态数值方法。在该方法中,采用ABAQUS大型有限元商业软件提供的自适应网格、接触对算法等模拟技术,对刚性管线在自重或垂向载荷下嵌入弹塑性土体的过程进行了准静态模拟。通过算例,初步分析了不同土性和管土接触摩擦条件下的管土接触力、土体位移场以及塑性变形场的典型特征。通过获得的管线沉降载荷曲线并结合地基塑性应变分布图和位移矢量图,可判断管线地基的破坏型式,并确定地基极限承载力。

参考文献

- [1] 陈惠发. 极限分析与土体塑性[M]. 北京:人民交通出版社, 1995.
- [2] Small S W, Tambuvello R D, Pasecky P J. Submarine pipeline support by marine sediment [C]. Offshore Technology conference, paper OTC 1357, 309-318.
- [3] Murff J D, Wager D A, Randolph M F. Pipe penetration in cohesive soil [J]. Geotechnique, 1989, 39: 213-229.
- [4] David M. Potts, Lidija Zdravovic. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory [M]. London: Thomas Telford Ltd, 2001.
- [5] Hibbit, Karlsson and Sorenson Inc. ABAQUS Theory Manual [M]. Version 6.3-1, 2002.
- [6] 闫木明, 高福平, 吴应湘, 等. 海底管道沉降特性的数值模拟分析 [J]. 中国造船, 2006, 47(增刊): 183-190.