

海底管道沉降特性的数值模拟分析*

闫术明¹, 高福平¹, 吴应湘¹, 杨兵¹, 高磊岩²

(1.中国科学院力学研究所, 北京 100080; 2.中石油辽河油田浅海石油开发公司海洋工程科)

摘 要

本文给出了一种模拟海底管道沉降的有限元分析方法。在该方法中, 海床土体采用弹塑性帽盖本构模型进行模拟; 管土接触面采用‘接触对’(contact pair)算法进行处理, 解决了管道嵌入海床的动边界接触问题。数值模拟显示, 随着管道水下重量的增大, 管道下方土体的塑性区域逐渐扩展, 相应的管道沉降量也逐渐增大, 并明显高于弹性模型的计算值。通过参量分析, 还探讨了土体和管道特性对管道沉降量的影响。

关 键 词: 海底管道; 海床; 沉降量; 数值模拟

1 引言

海底管道铺设后通常会在海床上产生一定的沉降。管道嵌入土体的沉降问题本质上属于土与结构相互作用的范畴。国内外研究者大多只关注极限状态下海底管道沉降量或海床极限承载力分析^[1, 2]。实际上, 海底管道铺设后通常并未达到极限状态, 在海洋环境载荷作用下却仍面临侧向失稳^[3, 4]以及由于海床液化而发生管道过量沉降或起浮的危险^[5]。海底管道沉降量直接关系到管道所受的海洋环境载荷以及海床土体所能提供的侧向阻力的大小, 并将最终影响管道在位稳定性。可见, 如何合理分析和预测海底管道的沉降特性是管道设计和施工所面临的关键问题之一。

本文将给出一种模拟海底管道沉降的有限元方法。研究管道嵌入海床引起的土体塑性变形规律, 并与弹性模型计算结果进行比较。进行参量分析, 探讨海床土性和管道参数对管道沉降量的影响。

2 有限元分析模型

2.1 平面应变计算模型

海底管道的长径比通常很大, 因此铺设于平坦海床上的海底管道的沉降可视为二维平面应变问题。

本文利用大型商业软件ABAQUS^[6]建立平面应变分析模型, 模型主要分为两个部分: 海床和管道, 如图1所示。在计算模型中, 将海床半无限空间体截取一定的范围, 尽量减少边壁的影响。边界的方法处理详见2.3节。通过试算比较, 海床计算宽度取为管道直径的20倍, 海床计算深度取为管道直径的10倍。管道附近计算区域中部的网格作了适当加密, 如图1所示。海床土体采用四结点“CPE4R”单元进行模拟; 海底管道视为刚体, 采用两结点“R2D2”单元进行模拟。

2.2 海床本构模型及参数

为合理模拟海底管道沉降, 需选取合适的土体本构模型。管道的圆形轮廓使得管道沉降类似于楔体嵌入的过程, 会在管道附近土体中产生较大塑性变形。可见, 计算模型应能模拟管道附近土体的塑性区。

*国家自然科学基金项目资助(项目编号: 50509022)

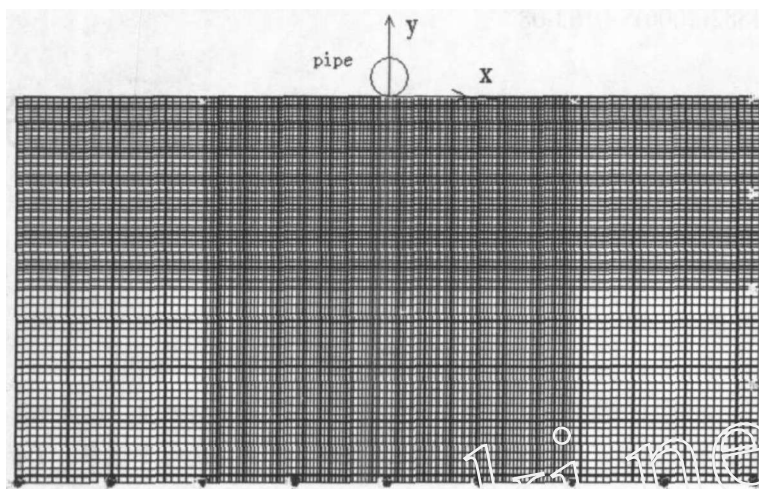


图1 有限元模型

利用塑性理论解决土工问题可追溯到 1773 年的 Coulomb 屈服准则。20 世纪中期,以现代塑性理论为基础的弹塑性本构模型得到了发展^[7]。1952 年,Drucker 和 Prager 将不考虑中主应力影响的 Coulomb 屈服准则与不考虑静水压影响的 Mises 屈服准则联系起来,提出了人们常称的 D-P 模型。后来,DiMaggio 和 Sandler (1971)^[8] 在 Drucker 等人研究和剑桥模型的基础上提出了弹塑性帽盖本构模型 (Elastoplastic Cap Model)。帽盖模型有时又被称为修正 D-P 模型。帽盖模型最初被用来描述砂土的本构性状,后来它也被延伸应用于粘土和岩石等地质材料,显示了较强的适应性和灵活性,近年来获得了广泛的发展和工程应用^[7]。

在本文模拟管道沉降中,选用帽盖模型描述海床土体的性状。在帽盖模型中,土体屈服面由三部分组成,即剪切破坏面 (F_s)、帽盖屈服面 (F_c) 和过渡屈服面 (F_t) (见如图2):

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

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

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

在以上方程中, q 和 p 分别是 Mises 等效应力和等效压应力 (单位均为 [MPa]); R 是帽盖屈服面的形状参数; p_a 是一个变化参数,代表体积塑性应变,而且和静水屈服压应力 p_b 有关,单位为 [MPa]; 利用参数 α 使剪切屈服面和帽盖屈服面之间得以光滑过渡。 β 和 d 分别是 p - q 平面上剪切屈服面 (F_s) 的倾角和与 q 轴的截距 (单位分别为 [degree] 和 [MPa]), 它们与土的粘聚力 (c') 和内摩擦角 (ϕ') 具有如下关系:

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

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

帽盖模型的详细描述可参见文献[6]。

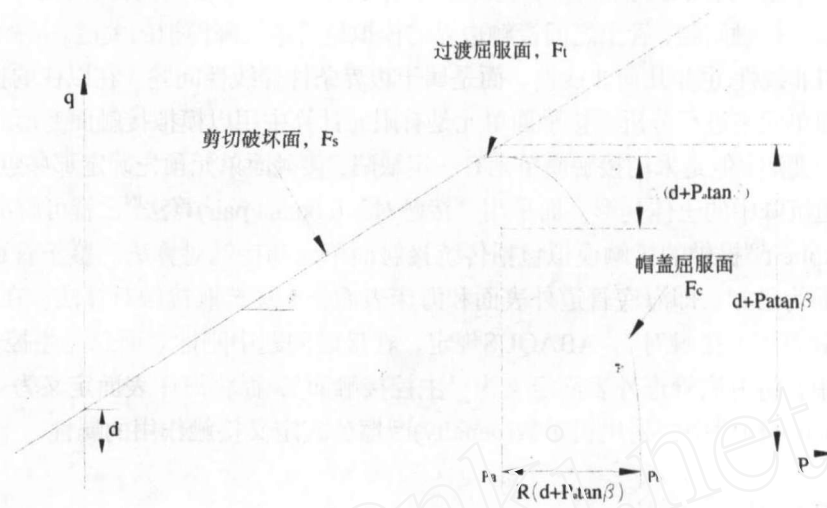


图2 帽盖本构模型: p - q 平面的屈服面

计算中,海床土体参数取值参考了一种砂质粘土 (Sandy Loam),见表1。(注:表1中括号内的取值用于3.2节-3.6节的参量分析)。表中, E 为土体弹性模量; ρ 为土体密度; ν 为土体泊松比; D 为管道直径; μ 为管土之间的摩擦系数。帽盖模型中的硬化参量假定是塑性体积应变(见表2)。通常海底管道的刚度远远大于海床土体,计算中将管道视为刚体,单位长度管道水下重量(W_s)的取值范围为0~8.0(kN/m)。

表1 有限元计算中的参数值

输入参数	单位	取值
E	Pa	1.0×10^6 (0.5×10^6)
ρ	kg/m^3	1.8×10^3
ν	—	0.3
c'	kPa	1.89 (0.94, 3.77)
d	kPa	4.0 (2.0, 8.0)
ϕ'	degree	21.6 (7.4, 15.3)
β	degree	40 (15, 30)
D	m	0.5 (0.8)
μ	—	0 (0.7)
R	—	0.005
α	—	0.0

表2 帽盖模型中采取的材料硬化关系

静水屈服应力 (kPa)	塑性体积应变	静水屈服应力 (kPa)	塑性体积应变
0	0	80	0.149679
5	0.014661	90	0.160028
10	0.028334	100	0.169280
20	0.053204	120	0.185036
30	0.074619	160	0.208422
40	0.093572	210	0.228045
50	0.110262	290	0.248232
60	0.125006	400	0.266976
70	0.138069	500	0.280999

2.3 边界条件的处理

海床计算区域的底部为固定约束边界,海床的左右两侧仅约束 x 方向的位移,如图1所示。海床土体上的管道沉降属于接触问题,管土之间接触边界的模拟是管道沉降模拟的关键。接触问题是一类非线性问题,既非材料非线性,也非几何非线性,而是属于边界条件非线性问题。在以往的接触问题研究中,大多是采用接触面单元来进行分析,接触面单元是有限元计算中用以模拟接触面变形的一种特殊单元,可以表达接触面的变形。但是采用接触面单元有一定缺陷,接触面单元预先确定那些点的位移相等就不能精确模拟在管道沉降中的土体变形。而采用‘接触对’(contact pair)算法^[6],就可解决上述问题。

ABAQUS/Explicit^[6]提供的接触模拟包括传统接触面单元和接触对算法。鉴于管道沉降问题中相互接触的两个表面为已知,即海底管道外表面和海床表面,本文选取接触对算法。在数值模型中,定出相互接触的一对表面(接触对)。ABAQUS规定,在接触问题中刚性表面总是主控表面。在本文数值模拟的接触对中,将海底管道外表面定义为‘主控接触面’,而将海床表面定义为‘从接触面’。在ABAQUS的Interaction模块中,采用罚函数(penalty)摩擦公式定义接触作用的属性。

3 有限元结果分析

3.1 与弹性模型模拟结果的比较

在保持土体和管道参数不变的情况下,土体本构模型分别选取弹性和弹塑性帽盖模型,计算得到了管道沉降量随管道水下重量的变化关系,如图3所示。由图3可以看出,当管道水下重量较小时,两种模型计算结果的差异较小;随着管道水下重量的增加,土体采用弹塑性帽盖本构模型的沉降量计算结果明显大于采用弹性模型得到的沉降量。

管道下方土体的塑性区模拟发现(见图4):当管道水下重量较小时(如 $W_s=0.6$ kN/m),管道下方土体进入塑性的区域很小(见图4(a));而当增加管道水下重量时,进入塑性区的土体区域逐渐扩大(见图4(b)~(d))。管道下方土体的大塑性变形导致管道沉降量增大。

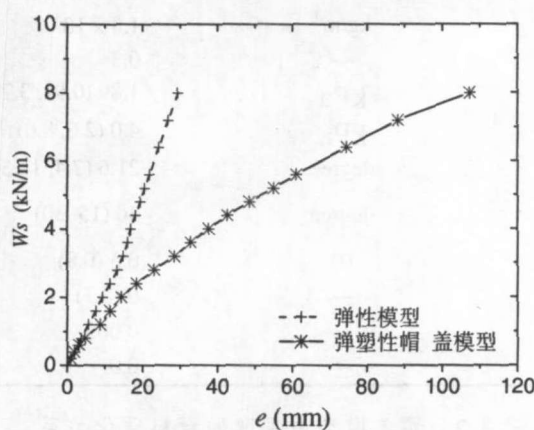
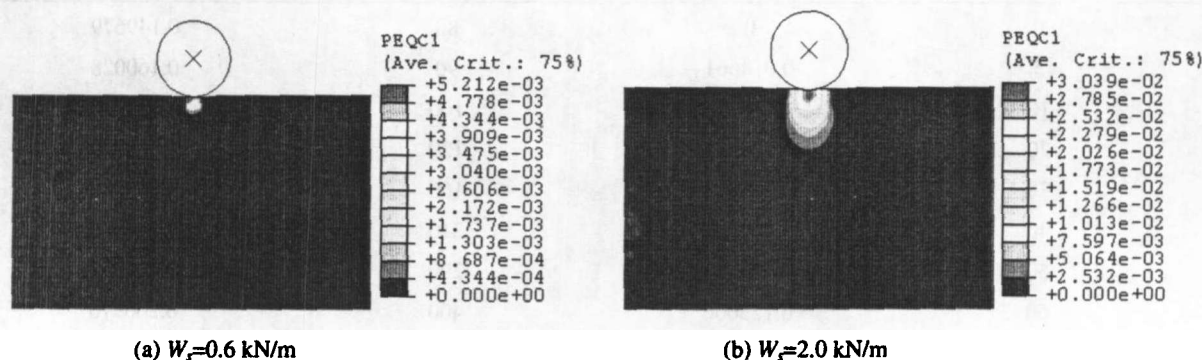


图3 利用不同本构模型模拟的管道沉降量与管道水下重量关系 ($D=0.5$ m)



(a) $W_s=0.6$ kN/m

(b) $W_s=2.0$ kN/m

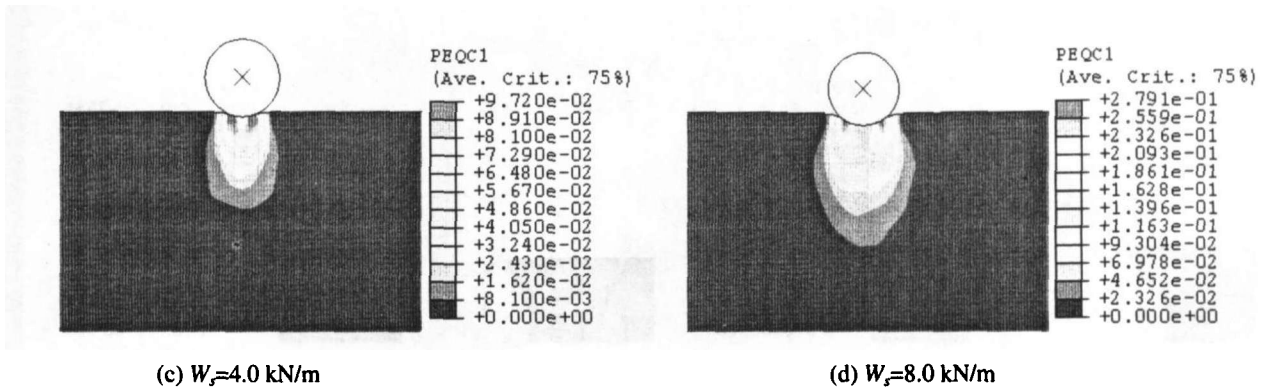


图 4 不同水下重量管道下方的土体塑性变形区($D=0.5m$)

3.2 土体弹性模量的影响

分别计算了两种土体弹性模量下 ($E=1.0 \times 10^6 Pa$ 和 $0.5 \times 10^6 Pa$), 管道沉降量与管道水下重量的关系(见图 5)。由图 5 可知, 在相同海底管道水下重量条件下, 海底管道的沉降量随着土体弹性模量的增加而减少。

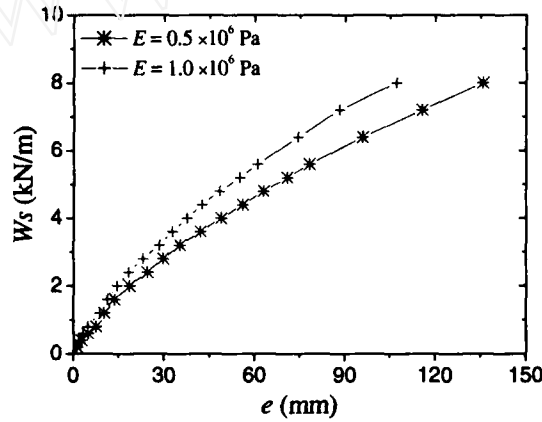


图 5 两种弹性模量情况下海底管道的沉降量与管道水下重量的关系($D=0.5m$)

3.3 土体内摩擦角的影响

计算中取 $\phi' = 7.4^\circ$ ($\beta = 15^\circ$), $\phi' = 15.3^\circ$ ($\beta = 30^\circ$) 和 $\phi' = 21.6^\circ$ ($\beta = 40^\circ$), 保持其余参数不变。海底管道沉降量随管道水下重量的变化关系示于图 6。图 7 和图 8 分别给出给出了不同土体内摩擦角时管道附近土体的塑性应变云图和土体位移云图 由图 6-图 8 可知, 在相同的管道水下重量条件下, 海底管道沉降量随着土体内摩擦角的增加而减少。土体内摩擦角越小, 则土体越容易发生塑性屈服, 因此相应的管道沉降量就越大。

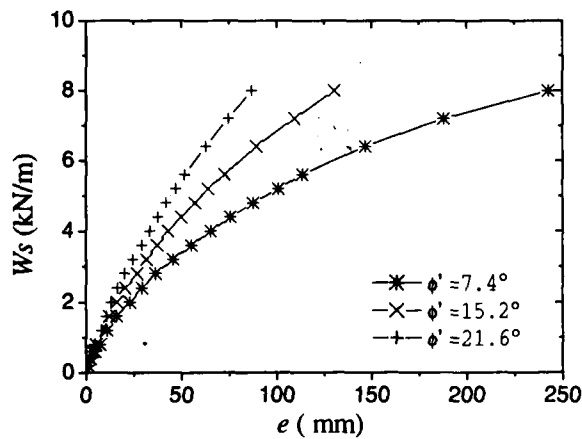


图 6 不同土体内摩擦角情况下海底管道的沉降量与管道水下重量的关系($D=0.5m$)

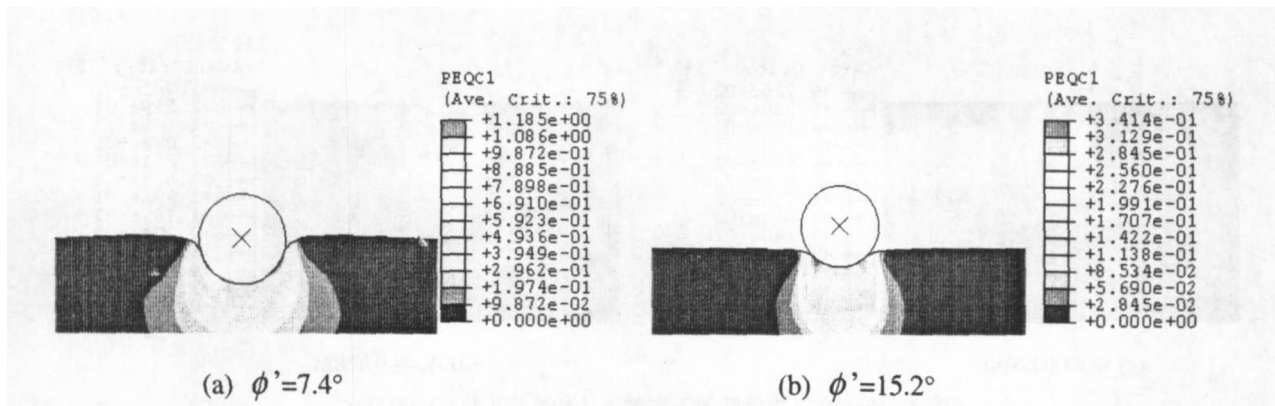


图7 不同土体内摩擦角时管道附近土体的塑性应变云图(D=0.5m)

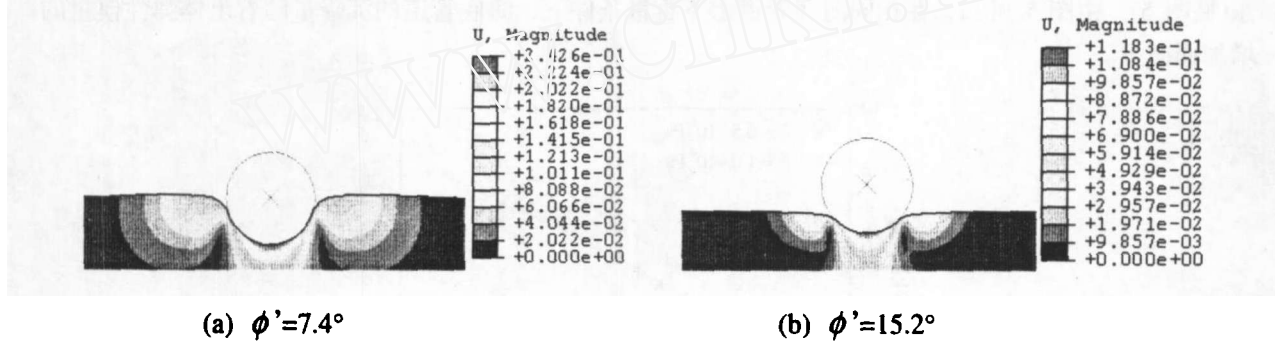


图8 不同土体内摩擦角情况下管道附近土体的位移云图(D=0.5m)

3.4 土体粘聚力的影响

土体粘聚力分别取 $c'=0.94 \text{ kPa}$ ($d = 2.0 \text{ kPa}$), $c'=1.89 \text{ kPa}$ ($d = 4.0 \text{ kPa}$)和 $c'=3.77 \text{ kPa}$ ($d = 8.0 \text{ kPa}$), 并保持管道和土体其它参数不变, 计算得到了海底管道沉降量与管道水下重量的关系, 如图9所示。由图9可知, 在相同海底管道水下重量条件下, 海底管道沉降量随着粘聚力的增加而减少。

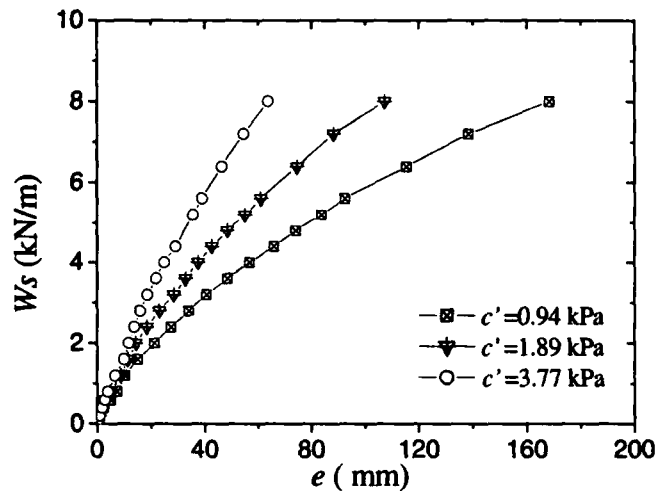


图9 不同土体粘聚力情况下管道沉降量与管道水下重量之间的关系(D=0.5m)

3.5 海底管道直径的影响

海底管道直径分别取 $D = 0.5 \text{ m}$ 和 0.8 m , 并保持管道和土体其它参数不变, 计算得到了管道沉降量与管道水下重量的关系, 如图10所示。由图10可见, 在相同海底管道水下重量条件下, 海底管道的沉降量随着管道直径的增加而减少。达到相同沉降量时, 管道直径越大, 管道与土体的接触面积就越大, 土体的承载能力也就越高。

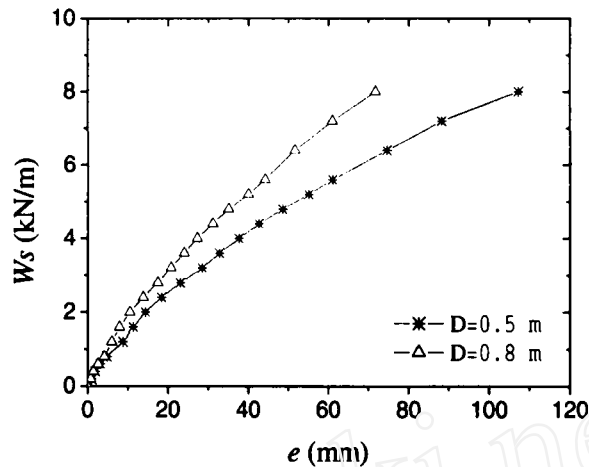


图 10 不同管道直径情况下管道沉降量与管道水下重量之间的关系

3.6 海底管道与海床土体摩擦系数的影响

海底管道与土体的摩擦系数分别取 $\mu=0$ (光滑管道) 和 $\mu=0.7$, 同时保持管道和土体其它参数不变, 数值模拟得到了海底管道的沉降量与管道水下重量的关系 (见图 11)。由图 11 可知, 在相同海底管道水下重量条件下, 海底管道的沉降量随着摩擦系数的增加而略有减少。可见, 管土摩擦系数对管道沉降量的影响不明显。

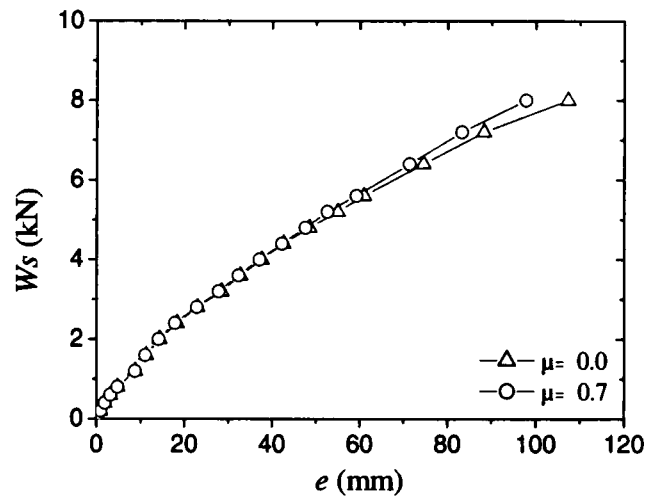


图 11 不同管土摩擦系数情况下管道沉降量与管道水下重量之间的关系 ($D=0.5\text{m}$)

4 结语

本文利用 ABAQUS 商业软件, 给出了一种海底管道沉降的数值模拟方法: 海床土体采用弹塑性帽盖本构模型进行模拟; 管土接触面则采用接触对 (contact pair) 算法处理管道嵌入海床土体的动边界接触问题。数值模拟发现, 随着管道水下重量的增大, 管道下方土体的塑性区域逐渐扩展, 相应的管道沉降量也逐渐增大, 并明显高于弹性模型的计算值。通过参量分析, 讨论了土体和管道参数对管道沉降特性的影响。本文数值模拟的结果有待于实验或现场测试结果的进一步验证。

参考文献

- 1 Small SW, Tamburello RD, Piasecky P J. Submarine pipeline support by marine sediments [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference, 1971, Paper No. OTC 1357, Houston, Texas, 309 - 318.

- 2 施红伟, 闫澍旺. 海底管道的沉降量计算[J]. 中国海上油气(工程), 2003,2:1-5.
- 3 高福平, 顾小芸, 吴应湘. 考虑‘波-管-土’耦合作用的海底管道在位稳定性分析方法 [J]. 海洋工程, 2005,23(1): 6-12.
- 4 Gao F P, Gu X Y, Jeng D S. Physical modeling of untrenched submarine pipeline instability [J]. Ocean Engineering, 2003, 30 (10): 1283-1304.
- 5 Herbich J B. Offshore Pipeline Design Elements [M]. New York: Marcel Dekker Inc. 1981.
- 6 ABAQUS Theory Manual [M], Version6.3-1, Hibbitt, Karlsson and Sorenson Inc., 2002
- 7 章根德. 土的本构模型及其工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 1995.
- 8 DiMaggio FL, Sandler I S. Material model for granular soils [J]. Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 1971, 97: 935-950.

Numerical Simulation of Settlement Behavior of a Submarine Pipeline

YAN Shu-ming, GAO Fu-ping, WU Ying-xiang, YANG Bing, GAO Lei-yan*
(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences)
(Division of Offshore Engineering, Liaohe Oilfield, CNPC)

Abstract

A finite-element analysis method is proposed for simulating the settlement behavior of a submarine pipeline on seabed. In the numerical method, the elastoplastic behavior of seabed is modeled with Cap Model, and the contact between pipe and soil is simulated with a ‘contact pair’ in ABAQUS software, solving the moving boundary contact problem. Numerical simulation indicates that, with the increase of submerged weight of pipeline, the plastic zone beneath the pipeline enlarges and the corresponding pipeline settlement increases, which is obviously bigger than the values when soil simulated with elastic model. A parametric study is further conducted to investigate the influence of the properties of soil and pipeline on the settlement behavior of the pipeline.

Key words: submarine pipeline; seabed; settlement; numerical simulation