DOI：10.16285/j.rsm.2017.08.010

回填软土中管道上拔试验及上浮承载力研究

邱 里[1]，柴能斌[2]，朱 斌[2]，倪伟杰[2]，蒋 婕[1]

（1. 中国石油集团工程设计有限责任公司 西南分公司，四川 成都 610017；2. 浙江大学 岩土工程研究所，浙江 杭州 310058）

摘 要：研发了一套足尺浅埋管道上拔试验装置，针对不同软土强度、管道埋深和加载方式的情况，较系统地研究了上拔过程中管−土相互作用、管周软土破坏模式、上浮承载力及其影响因素。试验结果表明：在管道上拔过程中，回填软土的变形主要由土块相对位置调整及块间间隙水的排出产生，这与均质软土中变形主要由固结导致明显不同；埋深管径比 $H/D=1$ 时，回填软土的破坏模式接近流动破坏，远小于规范建议的 $H/D\geqslant 3$；$H/D\geqslant 1$ 时，建议采用 Palmer 方法计算长期荷载作用下回填软土的极限上浮承载力；H/D 越大，则回填软土中管道的上浮承载力也越大；在其他条件一定时，回填软土中管道的上浮承载力基本随抗剪强度呈线性增长，由于地基固结速度明显较均质软土快，设计时可适当考虑土体强度恢复的影响。

关 键 词：回填软土；管道；足尺上拔试验；破坏模式；上浮承载力

中图分类号：TU 473.1 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－7598 (2017)08－2227－07

Uplift tests and uplift resistance analysis of pipe segment in soft backfill clay

QIU Li[1], CHAI Neng-bin[2], ZHU Bin[2], NI Wei-jie[2], JIANG Jie[1]

(1. Southwest Company, China Petroleum Engineering Co., Ltd., Chengdu, Sichuan 610017, China;
2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310058, China sorry)

Abstract: A set of test devices were developed, and a series of full-scale uplift tests were carried out on a pipe segment buried in lumpy soft clay backfill. Focusing on the influence of shear strength of soil, depth-diameter ratio and loading mode, the pile-soil interaction, the failure mode and the uplift resistance were studied. The test results show that the deformation properties of lumpy soft clay backfill are different from uniform soft clay during uplifting. For the former, deformation is due to the position shift of soft clay blocks and the outflow of water in gaps between the blocks. For the latter, it is due to consolidation. When the depth-diameter ratio is equal to 1, the failure mode of lumpy soft clay backfill is more closed to ‘local’ flow-round. It is much less than DNV’s suggestion which is $H/D\geqslant 3$. It was suitable to use Palmer’s approach to calculate the uplift resistance of lumpy soft clay under long-term load if $H/D\geqslant 1$. The uplift resistance of pipeline in lumpy soft clay increases as the increase of H/D and it is mainly linear increase with the increase of the shear strength. The consolidation rate of lumpy soft clay is much larger than uniform soft clay, so it may be taken into account of the effect of strength restoration of clay to the uplift resistance during design.

Keywords: soft clay backfill; pipe segment; full-scale uplift tests; failure mode; uplift resistance

1 引 言

管道运输具有运量大、费用低、输运安全、可实现自动控制等优势，已成为最为重要的油气集输方式之一。然而，浅埋油气管道及其配套设施通过河网、沼泽等高地下水位软土地区时经常发生管道上浮的情况。以杭甬线、杭湖线输气管道工程为例，工程竣工运行后不久，水网地带多个区间的长直跨越管段出现了抬升至地表的现象，严重威胁了线路安全。油气输运过程中，管内高温、高压引起的管道竖向屈曲问题是威胁浅埋管道安全和稳定性的重要课题[1]。在温度和压力一定的条件下，管周软土能够提供的上浮承载力是决定浅埋管道是否发生竖向屈曲的关键因素。然而，软土尤其是回填软土中管道的上浮承载力与管道埋深、土体性质、加载方式、加载速率等多种因素相关，一直是国内外研究

收稿日期：2015-09-21
基金项目：中国石油集团工程设计有限公司科技项目“管道工程特殊地段应变设计和工程措施研究”（No. KY2011-19）。
This work was supported by the Science and Technology Program of China Petroleum Group Engineering Design Co. Ltd. “Research on Strain Based Design and Engineering Measures of Pipelines in Special Regions”（KY2011-19）。
第一作者简介：邱里，男，1978 年生，学士，工程师，主要从事油气储运研究与设计工作。E-mail：qiuli@cnpc.com.cn

的热点课题。

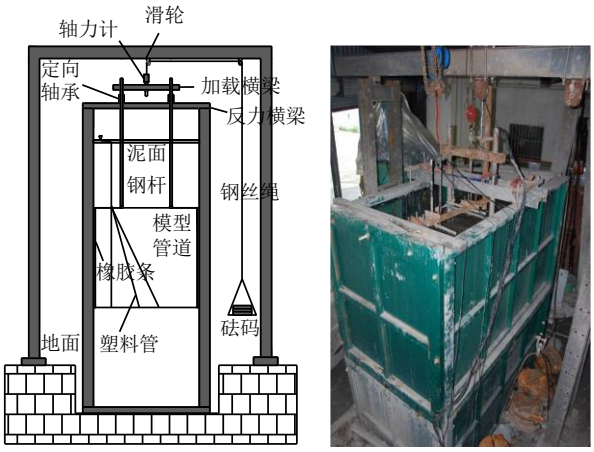
目前，国内外对于管周软土上浮承载力的研究主要基于模型试验和数值分析，研究对象包括均质软土和回填块状非均质软土。针对均质软土，Bransby等[2]利用离心模型试验研究了不同固结度软土的上浮承载力，并提出了基于平均固结度的上浮承载力计算方法。Hodder 等[3]基于一系列离心模型试验提出了预测软土中管道水平和竖向受力特性的加工硬化塑性模型。Newson 等[4]通过有限元法讨论了管道埋深对软土破坏模式和上浮承载力的影响。Martin 等[5]通过有限元法研究了不排水条件下软土的上浮承载力，并根据管周软土的不同破坏模式分别给出了建议的计算方法。刚回填的管周软土通常呈块状，由于固结过程短期内无法完成，土体在相当长时间内都表现为非均质性，其抗剪强度、渗透系数等参数都与均质软土有明显不同。针对块状非均质软土，国内外学者也开展了卓有成效的研究。Liu 等[6]开展了不同埋置率下渤海软土中管道上拔常重力缩尺模型试验（管道直径为 30、50 和 80 mm），结果表明，文献[7]推荐的上浮承载力公式偏不安全。Cheuka 等[8]研究表明，上拔过程中管底形成的真空吸力在块状软土中消散较快，真空吸力对上浮承载力的影响并不十分明显。Wang 等[9]基于离心模型试验发现，块状软土的上浮承载力与管道埋深存在一定的关系，但同时也指出，由于土块与模型管道的尺寸相当，即使土块是随机放置的，其初始位置对于土体的上浮承载力也有明显影响。综上说述，目前对于回填块状软土上浮承载力的讨论主要集中在管道埋置率、土体强度等影响因素，而对上拔过程中管–土相互作用、土体破坏模式这些能充分反映上浮承载力内在本质的问题讨论较少。再者，对于离心模型试验，其采用的管道模型通常较小，土块尺寸往往大于管道尺寸或与管道尺寸相当，其结果受到土块尺寸以及两者相对位置的影响，因而有必要进行管道相对土块较大的足尺上拔试验以便分析比较。

本文针对国内广泛应用的X80大直径油气输送管道，开展了一系列回填块状软土中足尺管段的上拔试验，研究了上拔过程中管–土相互作用、管周软土破坏模式、上浮承载力及其影响因素，对实际工程中陆地软土区或海底浅埋管道设计有较好的参考价值。

2 试验方案和过程

2.1 试验装置

考虑平面应变问题，模型箱内部尺寸为 2.500 m×1.195 m×3.000 m（长×宽×高），与文献[10]中报道的相同。后述试验结果表明，在上拔过程中管道对周边软土的水平影响范围约为 1.6 倍管道半径，小于模型箱长度方向边界与管道中心的距离（2.5 倍管道半径），该模型箱能基本满足边界条件要求。管道模型采用有缝钢管，直径 1.000 m、长 1.191 m、壁厚 5 mm，两端用钢板焊接密封。正中截面均匀镶嵌 8 个微型土压力传感器，用于测试管道表面的水土压力。管道两端和试验槽壁间各预留 2 mm 间隙，并在其中设置环状发泡橡胶条以减小试验中管道侧壁与模型槽侧壁间的摩擦力。加载装置设计如下：①模型箱上部安装一根反力横梁，梁上装有 2 个定向轴承，2 根钢杆穿过定向轴承，通过法兰与管道模型相连，钢杆另一端连接在加载横梁上；②反力横梁和加载横梁上预留孔位，用于安装轴力计；③通过砝码和千斤顶分别进行荷载控制和位移控制加载。图 1 为荷载控制时的试验装置，加载时轴力计一端连接加载横梁，另一端连接钢丝绳；在位移控制试验中，千斤顶上部与轴力计相连，两者位于反力横梁和加载横梁之间。管道、钢杆和加载横梁总重为 2.3 kN，与相同长度 X80 输气管道的自重相等。为了消除上拔过程中管底真空吸力可能造成的影响，布置了 3 根内径为 5 mm 的塑料管将管道底部与泥面上部大气相连通。



(a) 示意图 (b) 实景图

图 1 荷载控制上拔试验装置

Fig.1 Devices of load-controlled uplift tests

2.2 试验过程

共开展了 4 批次上拔试验，试验编号分别为 S1T1、S2T1～S2T3、S3T1～S3T3 和 S4T1～S4T2，如表 1 所示。位移控制上拔试验 S4T2 采用千斤顶加载，每级施加位移 2 mm，10 s 内迅速施加完成并

维持 1 h，共施加 10 级。力控制上拔试验采用砝码加载，每级施加荷载 1.2 kN。试验 S4T1 每级荷载维持 48 h，其余试验每级荷载均维持 1 h，待荷载−位移曲线出现明显水平段且管周土体明显破坏时，停止加载。

同批次试验采用同种软土，土样分别取自杭州 4 个不同的软土基坑。在每批次试验中，地基土在模型槽内反复填筑、试验和开挖，随着扰动程度的加剧，软土流动性增强，抗剪强度不断减小，因而可以采用同一土样开展不同抗剪强度软土中管道的上拔试验。需要指出的是，试验 S3T2 完成后并不立即开挖，而是静置 31 d 后再进行 S3T3 试验，以反映软土固结后强度恢复对竖向土抗力的影响。

表 1　试验安排及土块的抗剪强度

Table 1　Test program and shear strengths of soil blocks

试验编号	埋深管径比 (H/D)	不排水抗剪强度 c_u / kPa
S1T1	0.55	3.6
S2T1	1.00	12.0
S2T2	1.00	6.0
S2T3	1.00	3.9
S3T1	1.30	7.0
S3T2	1.30	3.8
S3T3	1.30	5.9
S4T1	1.00	4.6
S4T2	1.00	4.6

每批次管道上拔试验的具体过程如下：

（1）在模型槽底部填筑厚度为 0.5 m 的软土层并压实，以模拟沟槽开挖过程中的槽底土；吊装模型管道，分层填土（土块平均直径为 0.25 m）至土层表面与模型管道顶部标高一致。

（2）继续填土至设计埋深，向模型箱内注水，保持箱内水位高于土层表面 0.01 m。安装相应的试验装置和测试装置，并完成管道上拔试验。位移传感器 LVDT1～LVDT4 分别布置在距管道中心线 0、0.4、0.6 和 0.8 m 的泥面处，用于监测上拔过程中泥面的竖向位移；位移传感器 LVDT0 布置在加载横梁上，用于监测上拔过程中管道的竖向位移。

（3）试验结束后，立即开展十字板剪切试验获得软土的不排水抗剪强度。共 4 个试验点，对称布置，长度方向距模型箱中心点为 0.625 m，宽度方向距中心点为 0.3 m。由于软土强度随深度不断增加，测点处软土的抗剪强度为管道顶部至底部的平均值，表 1 中的不排水强度为 4 个测点的平均值。

3　试验结果与分析

3.1　试验曲线

相比均质软土，回填块状软土具有如下几点特性：①软土块表面扰动比内部大，土块之间的界面强度很低，容易滑动；②土块之间的间隙未闭合，存在大量的排水通道，回填地基的固结明显比天然软土地基快。图 2 为试验 S2T1（荷载控制）的荷载−位移曲线，荷载共分 12 级施加。从图中可以看出，上拔荷载较小时，管道的竖向位移相当有限，且主要由土体的瞬时弹性变形产生；接近极限荷载时，管道的竖向位移明显增大，且荷载维持 1 h 内的位移量达到瞬时位移量的 50～100 倍。另外，试验 S4T1 的结果显示，即使荷载维持 48 h，每级荷载下管道的位移仍未完全稳定。以上结果说明：荷载较大时，回填块状软土的竖向刚度随荷载维持时间的增加而明显减小，土体位移持续快速增大的主要原因在于界面滑动引起土块相对位置的调整以及土块间间隙水的排出。

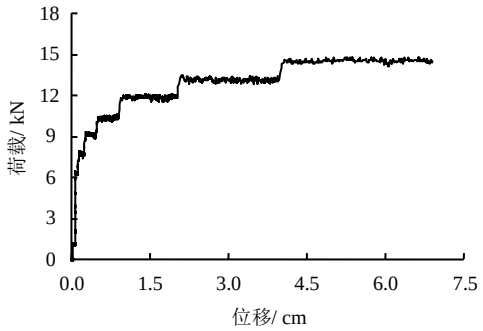


图 2　试验 S2T1 的荷载−位移曲线

Fig.2　Load-displacement curve of test S2T1

图 3 为试验 S4T2（位移控制）的荷载−时程曲线，位移共分 10 级施加。从图中可以看出，每级位移施加后，作用在管道上的荷载迅速增大并在 1 h 内迅速减小至相对稳定值。而在均质软土中，位移施加后作用在管道上的荷载也先迅速增大，但随后是一个持续而缓慢的衰减过程。造成两者差别的主要原因在于位移施加后土体的变形机制不同。回填块状软土变形的主要原因在于界面滑动引起土块相对位置的调整以及土块间间隙水的排出。由于土块间的界面强度很低，土块的位置调整在位移荷载较小时就能发生，并且土块间的间隙水流动速度较快，土体的变形在短时间内即可完成。而均质软土变形的主要原因在于土体固结，由于软土的渗透系数通常较小，土体短时间内的固结变形量有限，因而由

管−土相对位移减小而导致的应力松弛现象不如回填块状软土中明显，特别是当上拔位移较小时，均质软土与管道间的作用力基本保持不变。以上结果说明，回填块状软土的上浮承载力与荷载作用时间密切相关，在管道允许位移一定的条件下，荷载作用时间越长，则土体的竖向土抗力越低，图 3 中位移施加后作用在管道上的荷载最大值和稳定值可分别对应瞬时荷载下（如地震）和长期荷载下（如温度、压力）土体的竖向土抗力。

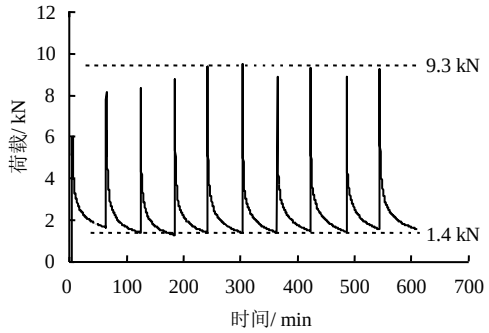


图 3 试验 S4T2 的荷载−时程曲线
Fig.3 Variations of load in test S4T2

3.2 管周土压力与土体破坏模式

上拔过程中管周水土压力将重新分布，管顶压力增大，管底压力减小，从而使得管道得到约束，形成竖向土抗力，图 4 为试验 S2T1 中管周土压力的变化曲线，其中 t1～t8 为所在位置的土压力计测试数据。从图中可以看出，荷载较小时，每一级荷载施加后管周土压力会有突变，并随时间趋于稳定；但当荷载接近极限荷载时，管道位移发展速度加快，并不能在 1 h 内达到稳定，管道两侧土压力变化尤其剧烈。值得注意的是，虽然管周土压力随荷载的施加整体上呈现管顶土压力增大，管底压力减小的趋势，但在各级荷载维持时间内，管周土压力仍存在重分布过程，管底土压力不断增大，而管顶 t1 位置的土压力则逐渐减小。在达到一定应力条件之前，块状软土地基的渗透、压缩变形特性与均匀软土地基明显不同：一方面，块状软土地基中土块间的渗透系数比土块内大得多，在上拔荷载施加后，管周土体尤其是土块间存在渗流场，随着土块间孔压的消散，管周土压力会重分布；另一方面，块状软土地基管周土体各处力学特性并不相同，在上拔荷载作用下，管道顶部土体受力不均匀，尤其是管顶两侧受力特性存在明显的不对称现象。

根据文献[7]，管周软土的破坏模式可分为竖向滑移和流动破坏 2 种，对于均质软土中埋深管径比小于 3 的管道，管周软土通常按竖向滑移模式破坏。土体竖向滑移破坏的表观特征有：管道和周边土体形成统一整体，土体破坏时两者相对位移较小；土体破坏时破裂面主要分布在管道范围内。

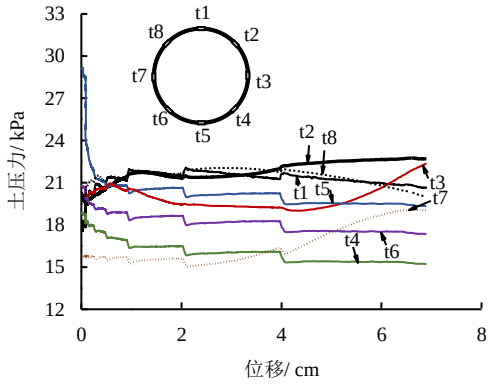


图 4 试验 S2T1 管道上拔过程中管周土压力值
Fig.4 Variations of soil pressures around the pipe segment in test S2T1

试验 S2T1、S2T2 和 S2T3 的埋深管径比均为 1，软土块的抗剪强度依次递减，图 5 对比了极限荷载时管道和土体表面的竖向位移。从图中可以看出，地基土破坏时管道和上覆土体的相对位移都较大；随着软土强度的减小，土体表面的竖向位移有减小的趋势，而管道与土体的相对位移则明显增加，管周软土的流动性不断增强。从地基土的最终破坏形态看，不管是抗剪强度为 12 kPa 的 S2T1，还是抗剪强度仅为 3.9 kPa 的 S2T3（见图 6），当荷载接近极限值时，管道两侧边缘都没有观测到明显的贯通裂隙，相反管周土体的局部流动现象则较为明显。以上结果说明：埋深管径比为 1 时，回填块状软土的破坏模式并非典型的竖向滑移破坏，而是更加接近流动破坏。

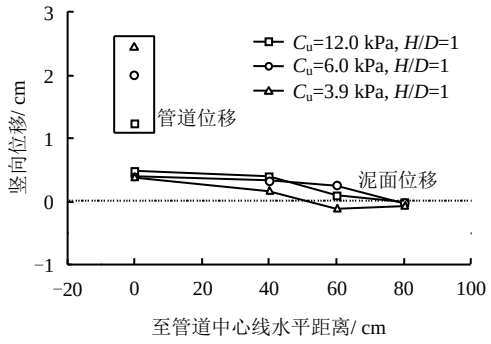


图 5 软土强度不同时管道和土体表面的竖向位移
Fig.5 Vertical displacements of pipe segment and soil surface with different shear strengths of soil



图 6　试验 S2T3 中地基土的最终破坏形态
Fig.6　Final failure appearance of soil in test S2T3

试验 S1T1、S2T3 和 S3T2 中软土块的抗剪强度相近（均小于 4 kPa），但埋深管径比依次增大，图 7 对比了软土临近破坏时管道和土体表面的竖向位移。从图中可以看出：由于土体强度较小，管周软土均有一定程度的局部流动，试验中观测到距离管道中心 0.6 m 和 0.8 m 处出现了地基土表面下沉的现象。对于试验 S1T1，软土临近破坏时管道和土体表面的相对位移很小，随着 H/D 增加，管道和土体表面的相对位移不断增加；同时试验 S1T1 中观察到管道模型边缘出现了延伸发展的地表裂缝（见图 8），而试验 S3T2 中地基土的最终破坏形态与试验 S2T3 相近。可见，仅当埋深管径比和土体强度均较小时（如 $H/D=0.55$，$C_u=3.6$ kPa），回填块状软土的模式破坏才更接近竖向滑移破坏。

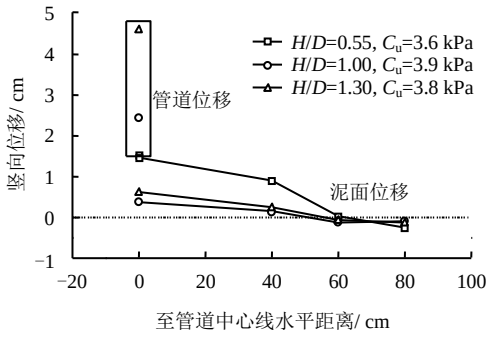


图 7　管道埋深不同时管道和土体表面的竖向位移
Fig.7　Vertical displacements of pipe segment and soil surface with different depth-diameter ratios



图 8　试验 S1T1 中地基土的最终破坏形态
Fig.8　Final failure appearance of soil in test S1T1

3.3　上浮承载力的影响因素

管道上拔时软土的上浮承载力和加载方式密切相关，Villalobos[11]建议，对于荷载控制上拔试验，上浮承载力对应的上拔荷载可取为荷载−位移曲线上初始弹性阶段拟合直线与后期塑性阶段拟合直线的交点（见图 9）。因此，单位长度管道对应的上浮承载力可按以下方法求得：

$$\text{上浮承载力}=\frac{\text{上拔荷载+管道水浮力}-\text{管道自重}}{\text{管道长度}} \tag{1}$$

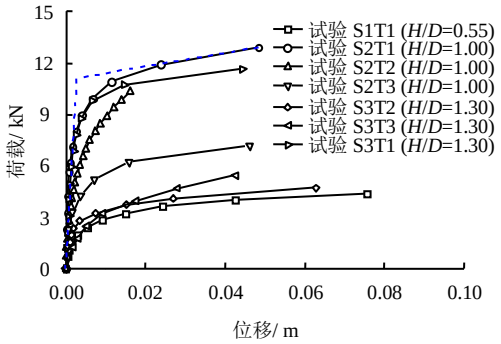


图 9　荷载控制上拔试验的荷载−位移曲线
Fig.9　Load-displacement curves of load-controlled uplift tests

回填块状软土上浮承载力的影响因素十分复杂，这里只讨论埋深管径比和不排水抗剪强度的影响。如图 10 所示，上浮承载力和埋深管径比以及不排水抗剪强度密切相关，埋深管径比越大时上浮承载力越大，埋深管径比一定时，上浮承载力基本随软土的不排水抗剪强度呈线性增长。需要指出的是，回填块状软土土块之间间隙未闭合且存在大量排水通道，回填地基的固结和强度恢复明显较天然地基快。试验 S3T3 在试验 S3T2 结束后 31 d 进行，从表 1 可知，回填块状软土经过 31 d 后，其不排水抗

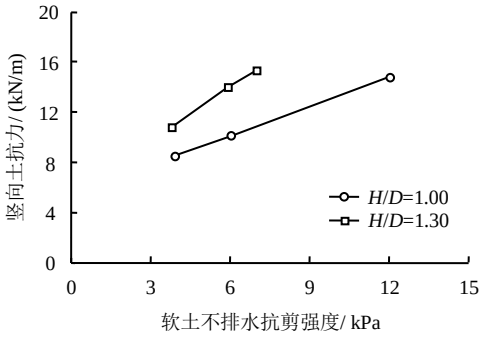


图 10　不同埋深管径比和抗剪强度下软土的上浮承载力
Fig.10　Uplift resistance of soft clay under different depth-diameter ratios and shear strengths

剪强度从 3.8 kPa 增长到了 5.9 kPa，相应的上浮承载力也从 10.8 kN/m 增长到了 14.0 kN/m。因此，管道设计时可以考虑回填块状软土固结和结构性恢复对地基土上浮承载力增长的影响。

4 极限上浮承载力

目前，国内外计算上拔过程中管周软土上浮承载力极限值的方法主要有如下几种：

（1）《油气输送管道穿越工程设计规范》[12]的建议：计算上浮承载力时只考虑上覆土体重度的贡献，不考虑土体强度的影响。

（2）Schaminee 等[13]认为，上浮承载力与上覆软土重度以及土体抗剪强度同时相关，竖向滑移破坏模式下的计算公式可表示为

$$W_{\mathrm{u}} = \gamma HD + 2Hc_{\mathrm{u}} \tag{2}$$

（3）Martin 等[5]在文献[7]竖向滑移破坏模式计算公式的基础上，提出了如下计算公式（修正系数 η 通常取 0.65）：

$$W_{\mathrm{u\,max}} = \eta\left[\gamma' HD + \left(\frac{\pi}{8}-1\right)D^2 + 2c_{\mathrm{u}}\left(H+\frac{D}{2}\right)\right] \tag{3}$$

（4）Palmer 等[14]分析了软土中管道屈曲的原因，针对流动破坏模式提出了上浮承载力的经验计算公式为

$$W_{\mathrm{u}} = c_{\mathrm{u}} D \min[3,(H/D)] \tag{4}$$

表 2 给出了根据以上公式计算的软土极限上浮承载力并与试验结果进行了比较。从表中可以看出，Martin 方法、Schaminee 方法给出的结果明显大于试验值，文献[12]建议方法给出的计算结果明显小于试验值，而 Palmer 给出的经验公式与试验结果最为接近且偏于保守。造成按国内规范计算的结果明显偏小的原因在于忽略了软土抗剪强度对上浮承载力的贡献，这在实际工程中是不经济的。造成 Martin 方法、Schaminee 方法计算结果明显偏大的主要原因有以下 3 个方面：①两种方法都针对均质软土提出，但并未考虑回填产生的施工扰动，由于回填块状软土土块之间的界面强度明显小于土块内部，土体的破坏很大程度上由土块间的界面强度控制。②Schaminee 方法基于竖向滑移破坏模式提出，而本文的试验结果显示，即使埋深较浅时回填块状软土的破坏模式多数情况下仍更接近流动破坏。③Martin 方法通过增加修正系数考虑了管周土体的局部流动，但公式中缺乏对土浮力的适当考虑。尽管 Palmer 的方法为经验公式，但针对流动破坏模式提出，与试验中回填软土的破坏模式较为接近，因而计算结果较好；$H/D \geqslant 1$ 时，建议采用 Palmer 方法计算温度、内压等长期荷载作用下回填块状软土的极限上浮承载力。

表 2 软土极限上浮承载力计算结果和试验值比较

Table 2 Comparison of uplift resistance of soft clay by tests and theoretical calculation

试验编号	H/D	C_{u} / kPa	试验值 / (kN/m)	Palmer 等[14] / (kN/m)	Martin 等[5] / (kN/m)	Schaminee 等[13] / (kN/m)	文献[12] / (kN/m)
S2T1	1.0	12.0	14.8	12.0	28.5	28.4	4.4
S2T2	1.0	6.0	10.1	6.0	16.8	16.4	4.4
S2T3	1.0	3.9	8.5	3.9	12.7	12.2	4.4
S3T1	1.3	7.0	15.3	9.1	23.1	20.3	6.3
S3T2	1.3	3.8	10.8	4.9	15.6	13.9	6.3
S3T3	1.3	5.9	14.0	7.7	20.5	18.1	6.3
S4T1	1.0	4.6	8.6	4.6	13.8	13.1	3.9

5 结 论

（1）回填块状软土土块间的界面强度低、易滑动且土块间隙未闭合、存在大量的排水通道，管道上拔过程中土体的变形特性与均质软土明显不同。

（2）埋深管径比 $H/D=1$ 时，回填块状软土的破坏模式就接近流动破坏，远小于文献[7]建议的埋深管径比 $H/D \geqslant 3$。

（3）回填块状软土的上浮承载力和埋深管径比、土体抗剪强度关系密切。埋深管径比越大，竖向土抗力越大；埋深管径比一定时，竖向土抗力基本随抗剪强度呈线性增长。

（4）Palmer 给出的竖向土抗力计算公式与试验结果最为接近但偏于保守，建议 $H/D \geqslant 1$ 时，采用 Palmer 方法计算温度、内压等长期荷载作用下回填块状软土的极限上浮承载力。

参 考 文 献

[1] NIELSEN N J R, LYNGBERG B, PEDERSEN P T. Upheaval buckling failures of insulated burial pipelines ——A case story[C]//Proceeding of the 22nd Annual OTC. Richardson, Texas: Offshore Technology Conference, 1990: 581－592.

[2] BRANSBY M F, NEWSON T A, BRUNNING P. Centrifuge modeling of the upheaval capacity of pipelines in liquefied clay[C]//Proceeding of ISOPE. Kitakyushu, Japan: [s. n.], 2002: 899－904.

[3] HODDER M S, CASSIDY M J. A plasticity model for predicting the vertical and lateral behavior of pipelines in clay soils[J]. **Géotechnique**, 2010, 60(4): 247－263.

[4] NEWSON T, DELJOUI P, BRUNNING P. Numerical prediction of the upheaval buckling of buried offshore pipelines in clay backfill[C]//Proceeding of the 16th International Offshore and Polar Engineering Conference. San Francisco, CA: [s. n.], 2006: 93－99.

[5] MARTIN C M, WHITE D J. Limit analysis of the undrained bearing capacity of offshore pipelines[J]. **Géotechnique**, 2012, 62(9): 847－863.

[6] LIU R, YAN S, WU X. Model test studies on soil restraint to pipeline buried in Bohai soft clay[J]. **Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice**, 2013, 4(1): 49－56.

[7] DNV. Global buckling of submarine pipelines: Structural design due to high temperature/high pressure, Recommended Practice F110[M]. Oslo, Norway: Det Norske Veritas. 2007.

[8] CHEUK C Y, TAKE W A, BOLTON M D, et al. Soil restraint on buckling oil and gas pipelines buried in lumpy clay fill[J]. **Engineering Structures**, 2007, 29(6): 973－982.

[9] WANG J, HAIGH S K, THUSYANTHAN N I. Uplift resistance of buried pipelines in blocky clay backfill[C]// Proceeding of the 19th International Offshore and Polar Engineering Conference. Osaka, Japan: [s. n.], 2009: 480－487.

[10] 倪伟杰, 朱斌, 陈仁朋, 等. 回填软土中管道上浮力测试及计算方法[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(3): 569－573.
NI Wei-jie, ZHU Bin, CHEN Ren-peng, et al. Tests and methods for buoyancy of pipelines in backfill soft clay[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(3): 569－573.

[11] VILLALOBOS F A. Model testing of offshore wind turbines[D]. Oxford: University of Oxford, 2006.

[12] 中国石油天然气集团公司. GB50423－2007 油气输送管道穿越工程设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2007.
China Petroleum Engineering Co., Ltd. GB50423－2007 Code for design of oil and gas transportation pipeline crossing engineering[S]. Beijing: China Planning Press, 2007.

[13] SCHAMINEE P E L, ZORN N F, SCHOTMAN G J M. Soil response for pipeline upheaval buckling analyses: Full-scale laboratory tests and modeling[C]//Proceedings of the 22nd Annual OTC, Richardson, Texas: Offshore Technology Conference, 1990: 563－572.

[14] PALMER A C, ELLINAS C P, RICHARDS D M, et al. Design of submarine pipelines against upheaval buckling[C]//Proceeding of the 22nd Annual OTC. Richardson, Texas: Offshore Technology Conference, 1990: 540－550.

上接第 2226 页

[14] PIETRUSZCZAK S, LYDZBA D, SHAO J F. Modelling of inherent anisotropy in sedimentary rocks[J]. **International Journal of Solids and Structures**, 2002, 39(3): 637－648.

[15] LYDZBA D, PIETRUSZCZAK S, SHAO J F. On anisotropy of stratified rocks: homogenization and fabric tensor approach[J]. **Computers and Geotechnics**, 2003, 30(4): 289－302.

[16] PIETRUSZCZAK S, PANDE G N. Description of hydraulic and strength properties of anisotropic geomaterials[J]. **Studia Geotechnica et Mechanica**, 2012, 34(3): 3－16.

[17] CHANG J, CHU X, XU Y. Finite-Element Analysis of Failure in Transversely Isotropic Geomaterials[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2014, 15(6): 04014096.

[18] CHRISTENSEN R M. The Theory of Materials Failure[M]. Oxford, UK: Oxford University Press, 2013.

[19] CHRISTENSEN R M. Failure Mechanics——Part I: the coordination between elasticity theory and failure theory for all isotropic materials[J]. **Journal of Applied Mechanics**, 2014, 81(8): 081001.

[20] DONATH F A. A strength variation and deformational behavior of anisotropic rocks[M]. State of Stress in the Earth's Crust. New York: Elsevier, 1964. P. 281－97.

[21] TIEN Y M, KUO M C, JUANG C H. An experimental investigation of the failure mechanism of simulated transversely isotropic rocks[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2006, 43(8): 1163－1181.

[22] SAEIDI O, RASOULI V, VANEGHI R G, et al. A modified failure criterion for transversely isotropic rocks[J]. **Geoscience Frontiers**, 2014, 5(2): 215－225.