

DOI: 10.11779/CJGE2023S20002

含不透水软弱层的可液化场地浅埋输水管动力响应分析

胡正阳¹, 张鑫磊^{*1,2}, 高洪梅^{1,2}, 王志华^{1,2}, 孙 翊¹, 高梦婷¹

(1. 南京工业大学交通运输工程学院, 江苏南京 211816; 2. 江苏省交通基础设施安全保障技术工程研究中心, 江苏南京 211816)

摘要: 由于特殊层理结构、不透水层的水力阻隔及其下形成的“水夹层”等因素的共同作用, 可液化夹层土场地浅埋输水管道动力响应较复杂。通过一系列含不透水软弱层的可液化场地浅埋输水管道振动台试验, 对比分析土体的加速度发展规律、管道竖向位移、管-土界面超孔压响应及管壁动土压力等, 探讨管道上浮的机理及含不透水层场地管道抗浮性能增强机制。试验结果表明, 管道上、下动土压力差是导致管道发生上浮的主要原因, 且管道上浮速率与其受到的动土压力差呈正相关性; 软弱不透水层隔绝了场上、下砂层的水力梯度, 减小了管道上、下侧的动土压力差, 从而降低管道位移, 提高管道的抗震稳定性; 不透水层厚度会显著影响管道的变形模式, 无不透水层场地中管道应变较大且呈现出明显的非对称特性, 而不透水层厚度较大工况的管道变形较为规则。

关键词: 不透水软弱层; 浅埋输水管道; 上浮机理; 动土压力差; 振动台试验

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2023)S2-0061-06

作者简介: 胡正阳(2002—), 男, 硕士研究生, 主要从事土动力学及地震工程方面的研究。E-mail: zhengyang-hu@outlook.com。

Dynamic response analysis of shallowly buried water pipelines in liquefiable sites with impervious weak layers

HU Zhengyang¹, ZHANG Xinlei^{1,2}, GAO Hongmei^{1,2}, WANG Zhihua^{1,2}, SUN Yue¹, GAO Mengting¹

(1. College of Transportation Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 211816, China; 2. Jiangsu Province Engineering Research

Center of Transportation Infrastructure Security Technology, Nanjing 211816, China)

Abstract: Due to the combined effects of special bedding structures, hydraulic barriers in impermeable layers and the formation of "water interlayers", the dynamic responses of shallowly buried water pipelines in liquefiable interlayer soil sites are complex. A series of shaking table tests on the shallowly buried water pipelines in liquefiable sites with impermeable weak layers are conducted to compare and analyze various aspects, including soil acceleration responses, development patterns of dynamic pore pressure, vertical displacements of pipelines, excess pore pressure responses at the pipe-soil interface and dynamic earth pressures on pipeline walls. The uplift mechanisms of underlying pipelines and the enhancement of anti-uplift performance in sites with impermeable layers are investigated. The results show that the differential dynamic earth pressures between the above and below pipelines are primarily responsible for pipeline uplift. Furthermore, there exists a positive correlation between the uplift rate and the differential dynamic earth pressures. The presence of impermeable layers isolates hydraulic gradients between the upper and lower sand layers within the site, reducing the differential dynamic earth pressures at both sides of the pipelines, decreasing their displacement and improving the seismic stability. Moreover, the absence or thickness of impermeable layers significantly influences the deformation patterns. The absence of an impermeable layer results in larger strains on the pipelines, accompanied by noticeable asymmetric characteristics. As the thicknesses of the impermeable layers increase, the deformations of the pipelines become more regularized.

Key words: impervious soft soil layer; shallowly buried water pipeline; uplift mechanism; dynamic earth pressure difference; shaking table test

0 引言

地震液化可能会导致埋地管道发生上浮破坏^[1]。在 2010—2011 年克赖斯特彻奇地区, 由于地震液化导致约 80% 的埋地水管发生破坏^[2]。

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(52108324); 国家自然科学基金面上项目(52178336); 江苏高校“青蓝工程”中青年学术带头人项目

收稿日期: 2023-11-30

***通信作者** (E-mail: zxl201409@163.com)

相对于深埋管道，埋深较浅、直径较大、自重较轻的输水管道在地震作用下更容易发生隆起^[3-4]。管道上浮变形的触发、停止与振动本身无直接联系，而与振动所引发的土体超孔压及变形等因素相关，是多力耦合作用的结果^[3-5]。目前，对于管线等地下结构的上浮破坏机理主要分为两种。一种认为，地震作用下，土体刚度和强度急剧降低，管道所处的土层失去承载能力，从而导致管道发生上浮^[6-8]。另一种认为，土体液化后抗剪强度的下降以及超孔隙水压力的累积，导致埋地管道受到的上浮力大于自重，从而发生上浮^[1, 7-8]。可见，解决地震液化导致管道上浮问题的关键在于探究管道周边土体液化效应及管土相互作用机理。

目前，饱和砂土场地埋地管道的动力特性方面已有一些研究，然而针对含不透水软弱层场地埋地管道动力响应研究仍较少。相对于纯砂场地，夹层土场地位于特殊层理结构、不透水夹层的水力阻隔及其下形成“水夹层”等因素共同作用下，其埋地管道的动力响应将更为复杂。本文开展了一系列不同夹层厚度埋地管道振动台试验，通过对比分析各工况土体的加速度反应、动孔压发展规律、管道位移、管-土界面超孔压响应及管壁动土压力等，探讨夹层土场地位于浅埋地管道上浮的机理及不同夹层厚度对管道动力响应的影响。

1 试验方案设计

1.1 模型制备

本文以位于南京市江北新区的市政输水管道为研究对象，输水管道埋深为 4.7 m，直径为 1.5 m，厚度为 15 cm，采用 C30 混凝土制作。C30 混凝土密度为 2.4 g/cm³，弹性模量取 30 GPa。南京市江北新区地层主要由漫滩相软土层和饱和南京细砂层组成，存在较多的粉质黏土与砂性土组成的夹层土。由于振动台尺寸限制，模型试验将土层简化为上伏软弱黏土层、含不透水软弱黏土层的砂土层、下卧黏土层。

夹层土场地位于埋地管道地震响应试验需要考虑合理的相似比设计^[9-10]。本试验基于一致相似率进行模型设计，将几何相似比 S_l 、弹性模量相似比 S_E 和质量密度相似比 S_p 设为可控相似参数。将几何相似比 S_l 初步确定为 1/20，弹性模量相似比 S_E 初步确定为 1/10。以一致相似率表示的质量密度相似比 S_p 如下。

$$S_p = S_{\bar{p}} = \frac{m_m + m_a}{S_l^3 m_p} \quad (1)$$

式中： m_m 为模型结构构件质量； m_a 为模型中设置的人工质量； m_p 为原型结构构件的质量。

管道模型材质为聚氯乙烯(PVC)，管道长 35 cm，外径 75 mm，壁厚 0.5 cm。原型管廊质量为 10.69 t，

几何缩比后试验模型的质量为 668 g 以及设置人工质量为 2004 g。通过式(1)计算可得质量密度相似比 $S_p=2/1$ ，具体模型相似比如表 1 所示。

表 1 模型试验相似关系

Table 1 Similarity relationship of model tests

物理量	相似关系	相似比
长度 S_l	S_l	1/20
密度 S_p	S_p	2/1
重量加速度 S_g	S_g	1
弹性模量 S_E	$S_l S_p$	1/10
应力 S_σ	$S_l S_E$	1/10
应变 S_e	1	1
频率 S_f	$\sqrt{S_a / S_l}$	4
加速度 S_a	S_g	1

试验选取的砂土的颗粒级配曲线如图 1 所示，试验所用砂土和黏土的基本物理性质见表 2、3。

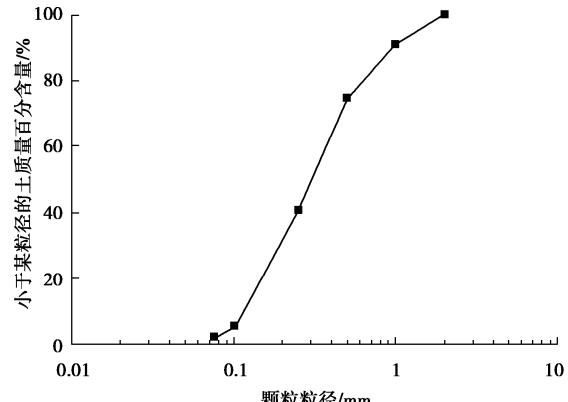


图 1 砂土颗粒粒径

Fig. 1 Grain-size distribution curves of sand

表 2 砂土基本物理性质指标

Table 2 Physical properties of sand

不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c	相对质量密度 G_s	最大孔隙比 e_{max}	最小孔隙比 e_{min}
3.37	0.89	2.72	0.62	0.27

表 3 黏土基本物理性质指标

Table 3 Physical properties of clay

含水率 $w/\%$	天然重度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	相对质量密度 G_s	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_P/\%$	塑性指数 I_P
46.8	17.8	2.71	41.03	24.76	17.27

黏土层制备前需将黏土碾碎，通过筛分去除杂质。根据黏土层厚度计算含水率确定所需的用水量，将水土充分搅拌均匀，在密闭容器中静置 12 h。之后，将制备的黏土装入模型箱中要注意进行夯实和抹平操作。砂土层的制备采用砂雨法制备，在制样时要严格控制液面高度为 100 mm，确保水面要严格高于砂层，空中的落距应保持在 300 mm。每次装完一层砂之后要将其抹平在继续进行下一层装样，装样完成后要静置 24 h，等待砂土固结。在制备完成后，采用了普式微型贯入仪对已经固结的土样进行贯入试验，贯入的测

点及对应的贯入阻力如图2所示。

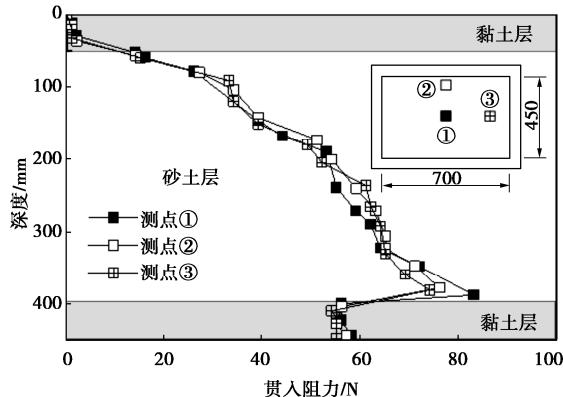


图 2 不同测点处的贯入阻力

Fig. 2 Penetration resistances at different measuring points

通过图2可以看到3个测点随着深度的增加，贯入阻力的增加是较为一致的，因此可以确认模型地基的均匀性是比较好的。同时可以看到砂土的贯入阻力均值在40 N左右，砂土较为密实。

1.2 加载工况

如表4所示，试验设计了3组小型振动台试验，分别为无夹层对比组、夹层厚度为20 mm及50 mm的埋地管道夹层土场地振动台试验。输入频率为3 Hz，加速度幅值为0.16g的正弦波，如图3所示。

表 4 振动台试验工况

Table 4 Summary of shaking table tests

工况	不透水层厚度/mm	加载幅值/g
1	0	0.16
2	20	0.16
3	50	0.16

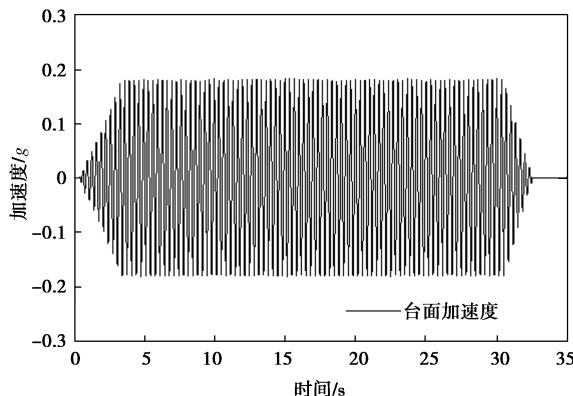


图 3 振动台台面加速度曲线

Fig. 3 Acceleration curves of shaking table output

1.3 传感器的布置

为研究地震作用下夹层土场地模型地基及埋地管道的动力响应，试验除了在地基土中布设了加速度和孔压传感器，还在埋地管道结构上布设孔压传感器、动土压力传感器和应变片。模型地基中各传感器布置见图4，其中，字母A、P及S分别代表加速度传感器、孔压传感器及应变片。

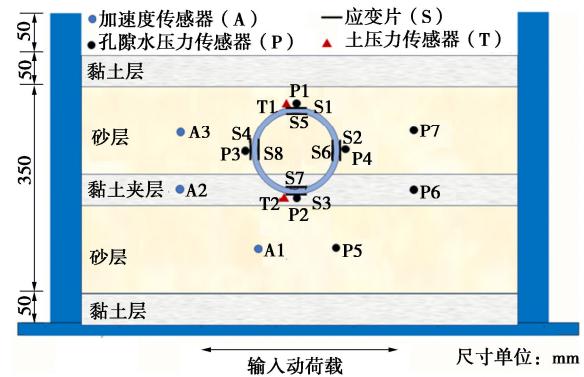


图 4 模型试验的传感器布置

Fig. 4 Sensors for model tests

2 夹层土场地-埋地管道动力响应

2.1 管道上浮特性

不同工况中管道上浮位移如图5所示。振动10 s内，工况1和工况2中管道均发生下沉现象。该时段内土体的超孔压迅速积累，管道周边土体强度及承载力逐渐降低，从而导致管道在超孔压发展阶段出现沉降现象。随着持续加载（10 s后），管道周边土体发生液化，此时管道开始上浮。

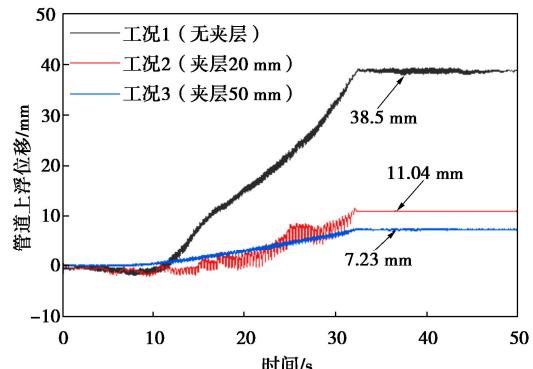


图 5 夹层厚度对管道隆起位移的影响

Fig. 5 Effects of interlayer thickness on uplift

对于不透水层厚度较大的工况3，由于管道底部位置黏土层的约束作用，管道在振动开始5 s内上浮位移为0，未出现下沉现象；振动5 s后管道逐渐上浮，但此阶段的上浮速度较小；10 s后管道上浮速度显著增大。工况1、工况2、工况3管道最终上浮位移分别为3.85, 1.104, 0.723 cm。不透水黏土夹层限制了埋地管道的上浮位移，且不透水层越厚，管道的竖向位移越小。这可能与不透水层的水力阻隔有关。

2.2 管-土界面处砂土孔压比发展规律

如图6所示，给出了管-土界面处的砂土孔压比发展的情况，图中的有效应力是通过孔隙水压力传感器测出了超孔隙水压力，并根据上覆总应力，计算得出的。

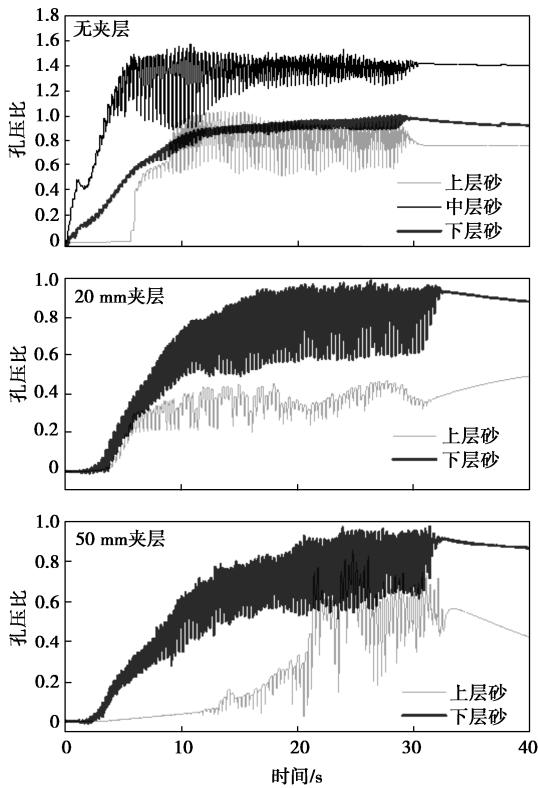


图 6 孔压比时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of pore pressure ratio

以孔压比为 0.8 时作为砂土液化的标准, 可以看到无夹层的工况砂层上中下 3 层都有发生液化的现象, 而具有夹层的工况, 由于夹层阻碍了砂层中的水力联系, 导致上层砂土的孔压比降低, 说明了夹层可以有效的阻碍上层砂土发生液化。

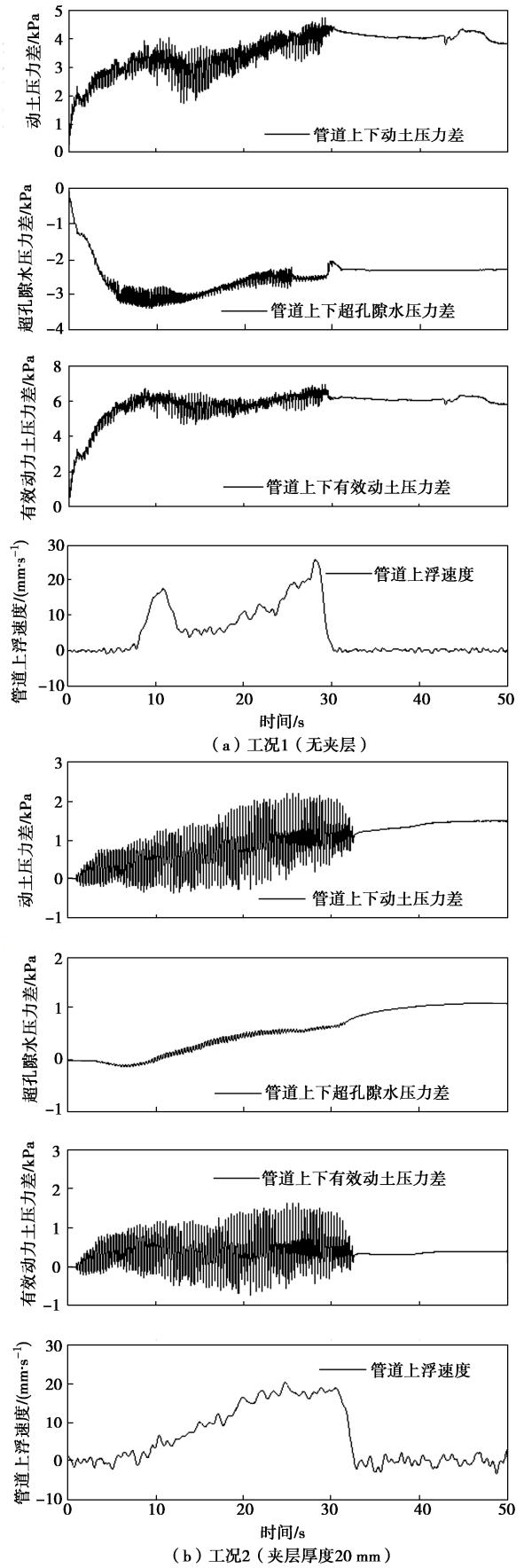
2.3 管道上浮机理及夹层土场地管道抗浮性能增强机制

如图 7 所示, 将管道上、下侧动土压力差与管道上浮速度进行对比分析。

工况 1 中, 管道上、下侧动土压力差在约 10 s 时达到极值, 相应的管道上浮的速度也达到极值; 在振动 10~15 s 内, 管道上、下侧动土压差减小, 管道上浮速度降低; 当加载到 15 s 后, 管道上、下侧动土压差逐渐增大, 管道上浮速度也随之增大。工况 2 及工况 3 中也有类似规律。可见, 管道上浮响应与管道上、下侧动土压力差之间存在明显的正相关特性。

值得注意的是, 当动荷载激励停止后, 工况 1(纯砂场地)管道上、下侧动土压力差逐渐降低, 反观夹层土场地工况, 管道上下动土压力差在振动结束后仍有一定的增长趋势, 这可能与不透水黏土夹层下阻滞的“水夹层”在振后沿着管-土接触面薄弱处消散有关。Kokusho^[11]开展的上下砂层夹薄粉质黏土的“三明治”式土层模型试验也观察到类似现象。需要指出, 振动停止后, 虽然管道上、下动土压差仍会保持一定的水平, 但管道上浮速度却基本为 0, 水平方向上管-

土相互作用与管道上浮存在一定关系, 需进一步开展研究。由此可知, 管道上下侧动土压力差并非是管道上浮的充分条件。



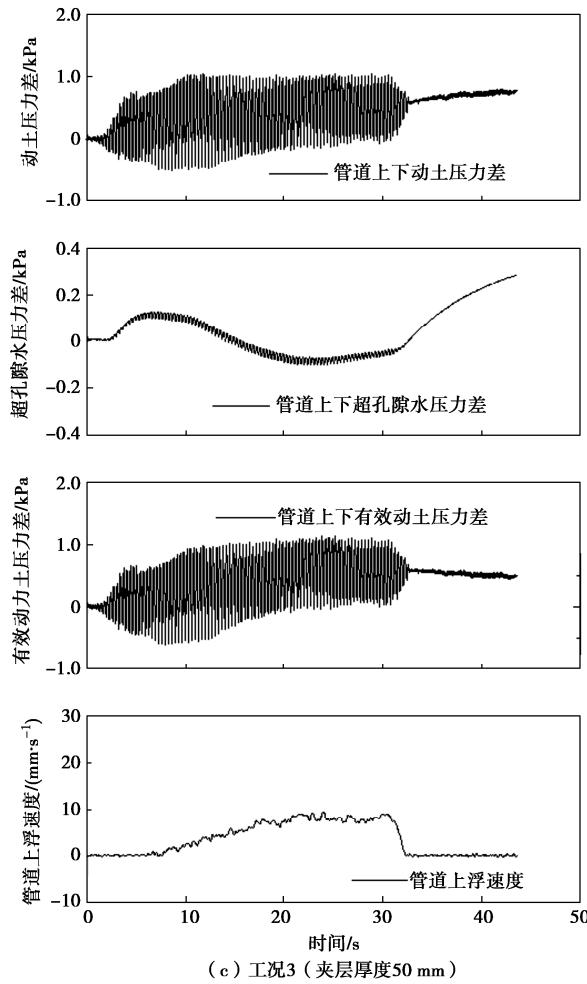


图 7 管道上下两侧动土压力差和管道上浮速度

Fig. 7 Dynamic earth pressure differences and uplift velocities of pipelines

对比 3 个工况可以发现, 夹层土场地管道上、下侧动土压力差及上浮速度相对纯砂场地均较小。究其原因, 一方面, 由于夹层结构提高了场地抗液化性能, 管道上侧的上层砂超孔压水平较低, 土体强度衰减程度较小, 可为管道提供更高的抗浮力; 另一方面, 不透水层隔绝了上、下砂层的水力梯度, 减小了管道上、下侧的动土压力差, 从而降低了管道受到的上浮力。此外, 黏土夹层产生的负孔压也增加了管壁-土间的相互作用, 从而提高了管道的抗上浮能力。

图 8 给出了各工况条件下管道的上浮速度和动土压力差之间的关系。由图 8 可见, 管道上、下侧动土压力差与管道上浮速度呈正相关特性, 这表明动土压力差是影响管道上浮行为的重要因素之一。

如图 7 (c) 所示, 振动结束后, 虽然管道上、下土体超孔压差有增大趋势, 而管道上浮速度却直接降低为零。因此, 从本文试验结果来看, 并不能确定超孔压差与管道上浮存在直接联系。实际上, 本文测得的动土压力实际上包含超孔压部分。而液化导致管道上浮是个复杂的过程, 对于这个问题仍需要进行进一

步的研究。

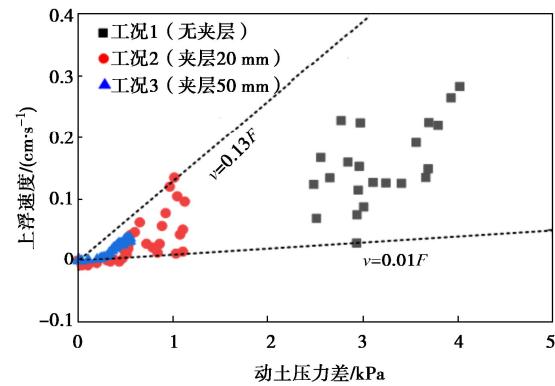


图 8 动土压力差对管道上浮的影响

Fig. 8 Effects of differential dynamic earth pressures on uplift velocity of pipelines

3 夹层土场地管道动力变形

试验记录了埋地管道不同位置处的应变响应, 如图 9 所示, 其中管道测点的应变受拉为正, 受压为负。

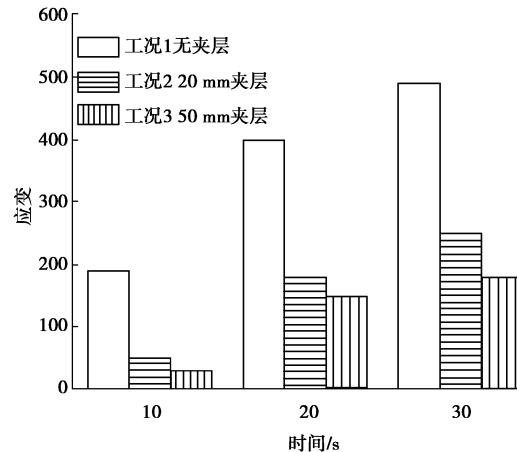


图 9 埋地管道的应变

Fig. 9 Strain responses of pipelines during shaking

对比 3 个工况可以发现, 工况 1 中的管道变形最大, 约为 $400 \mu\epsilon$; 由于黏土夹层对管道的约束作用, 受循环荷载作用后, 处于夹层土场地中的管道变形明显小于饱和砂土地基, 夹层厚度 50 mm 的工况 3 中管道最大应变为 $200 \mu\epsilon$, 约为无夹层场地管道应变的一半。随动荷载的激励, 3 个工况中管道应变均逐渐增大, 但表现出完全不同的变形模式。

其中, 无夹层的工况 1 中管道上浮位移最大, 管道产生的应变也最大, 管道 4 个测点的应变呈现出明显的非对称特性, 即管道一侧受拉, 则另一侧受压; 由于夹层结构的影响, 工况 2 中管道的变形主要发生在管道上、下两侧, 且为受拉变形, 而管道左、右两侧变形相对较小, 为受压变形, 随着循环荷载的持续作用这种变形趋势越发显著; 对于黏土夹层厚度较大

的工况 3, 管道的变形较小, 且相较于另外两个工况, 管道变形更为规则。可见, 较厚的不透水夹层可以提高管道的抗震稳定性。

4 结 论

针对含软弱不透水层的饱和砂土地基浅埋输水管道路动力上浮特征, 开展了多组夹层土场地埋地管道振动台试验, 对比分析各工况土体加速度及超孔压响应、管道上浮特征、管-土界面超孔压响应及管壁动土压力等, 探讨了饱和砂土液化导致管道上浮机理及含不透水层场地管道抗浮性能增强机制, 主要得到以下 3 点结论。

(1) 管道上、下侧受到的动土压力差是导致管道上浮的主要原因之一, 其上浮速率与管道上、下侧受到的动土压力差呈正相关性。

(2) 软弱不透水层限制了埋地管道的上浮位移, 且不透水层越厚, 管道的竖向位移越小。软弱不透水层隔绝了互夹层土场上、下砂层的水力梯度, 减小了管道上、下侧的动土压力差, 从而降低了管道受到的上浮力。

(3) 不同场地条件下管道的变形模式不同, 无夹层场地中管道应变较大且呈现出明显的非对称特性; 软弱不透水层厚度较小的场地管道变形主要发生在管道上、下两侧, 且为受拉变形, 而管道左、右两侧则为受压变形; 当不透水层厚度较大时, 管道变形较为规则; 不透水黏土夹层可降低管道变形, 提高管道的抗震稳定性。

参 考 文 献:

- [1] 李典庆, 单晟治, 吴 强, 等. 地震动持时对可液化场地管道上浮反应影响分析[J]. 地震工程与工程振动, 2022, 42(4): 43-52. (LI Dianqing, SHAN Shengzhi, WU Qiang, et al. Influence of ground motion duration on the seismic uplift response of buried pipe in liquefiable site[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2022, 42(4): 43-52. (in Chinese))
- [2] KO Y, TSAI T, JHENG K. Full-scale shaking table tests on soil liquefaction-induced uplift of buried pipelines for buildings[J]. Wiley, 2023, 52(5): 1486-1510.
- [3] NOKANDE S, JAFARIAN Y, HADDAD A. Shaking table tests on the liquefaction-induced uplift displacement of circular tunnel structure[J]. Underground Space, 2023, 10: 182-198.
- [4] NOKANDE S, HADDAD A, JAFARIAN Y. Shaking table test on mitigation of liquefaction-induced tunnel uplift by helical pile[J]. International Journal of Geomechanics, 2023, 23(1).
- [5] CHAKRABORTY D. Probabilistic uplift resistance of pipe buried in spatially random cohesionless soil[J]. Proceedings of the National Academy of Sciences, India Section A: Physical Sciences, 2023, 93(2): 355-368.
- [6] YOUSSEF H, JEFFREY H, BIRGER S, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2001, 16(4): 247-293.
- [7] OLIVETO G, CALIÒ I, GRECO A. Large displacement behavior of a structural model with foundation uplift under impulsive and earthquake excitations[J]. Wiley, 2003, 32(3): 369-393.
- [8] HU J, CHEN Q, LIU H. Relationship between earthquake-induced uplift of rectangular underground structures and the excess pore water pressure ratio in saturated sandy soils[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2018, 79: 35-51.
- [9] CILINGIR U, MADABHUSHI S P. Effect of depth on seismic response of circular tunnels[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, 48(1): 117-127.
- [10] CILINGIR U, MADABHUSHI S G. Effect of depth on the seismic response of square tunnels[J]. Soils and Foundations, 2011, 51(3): 449-457.
- [11] KOKUSHO T. Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(10): 817-826.

(编校: 黄贤沙)