

文章编号 : 1005-9865 (2009) 03-0045-09

垂向动载荷下桶形基础响应实验研究

矫滨田^{1,2}, 鲁晓兵¹, 张建红³, 时忠民²

(1. 中国科学院 力学研究所, 北京 100080; 2. 中国海洋石油总公司 研究中心, 北京 100027; 3. 清华大学 水利系, 北京 100080)

摘 要:对垂向动载荷作用下吸力式桶形基础(简称桶基)响应进行离心机实验模拟。结果表明,在垂向动载荷作用下,当载荷幅值超过一定值时,桶基周围砂土软化甚至液化,发生明显的沉降。桶基周围土体的沉降随着载荷幅值的增加而增加。由于液化区的滤波和对动载的衰减作用,发生沉降的范围有限,离桶壁约一倍桶高距离。超孔隙水压从桶基边沿水平向逐渐衰减,从土面开始往下逐渐衰减到零。桶基周围砂土完全液化的厚度随载荷幅值的增加而增加,最大值约为桶高的 40%。

关键词:饱和砂土;离心机实验;沉降;垂向动载荷;液化;桶形基础

中图分类号:TE319

文献标识码:A

Experimental study on the bucket foundation responses under vertical vibration load

JIAO Bin-tian^{1,2}, LU Xiao-bing¹, ZHANG Jian-hong³, SHI Zhong-min²

(1. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China; 2. Research Centre, China Ocean Oil Co., Beijing 100027, China; 3. Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100080, China)

Abstract: The dynamic responses of suction bucket foundations under vertical vibration are experimentally studied. The results show that the sand layer surrounding the bucket foundation softens or even liquefies under vertical dynamic load. Obvious settlement of sand layer occurs when the load amplitude is over a critical value. With the increase of load amplitude, the settlement of sand layer increases, but the affected area which has obvious deformation is limited (about one time of the bucket's height) because of the filtering and decaying effects of the liquefaction area on the vibration. The excess pore pressure decreases in horizontal direction from the side wall and in vertical direction from the surface of sand layer. The complete liquefaction thickness of the sand layer increases with the increase of load amplitude whose maximum is about 40% of the bucket's height.

Key words: saturated sand; centrifuge experiment; settlement; vertical dynamic load; liquefaction; bucket foundation

吸力式桶形基础是一种顶部封口的钢制圆管。一部分在自重作用下贯入海床中,其余部分由将桶中的水抽出产生的吸力完全贯入土层中。近几年,吸力式桶形基础被越来越广泛地应用于重力式平台、自升式平台等^[1-3]。而且具有应用于其他几种目的的潜力:如海上发电用的风车基础,海底系统和海床上保护装置的基礎^[4-7]。吸力式桶形基础的优越性首先表现在安装方便和可重复使用。例如,一个尺寸为直径 9 m,高 10 m 的吸力式桶形基础仅用一个泵就可在 1~3 h 内沉贯到位;第二个优越性表现在一定条件下受到拉拔载荷时可激发出明显的被动吸力^[8]。尽管人们对桶形基础的安装和极限承载力进行了研究,但是关于桶形基

收稿日期:2008-05-12

基金项目:中国科学院、中海油联合重大资助项目(KJCX2-SW-L03-01);中科院创新方向性资助项目(KJCX2-YW-L02)

作者简介:矫滨田(1980-),男,山东人,硕士,从事岩土力学及海洋工程研究。

础在动载下的响应还存在许多未知^[9-11]。当吸力式桶形基础作为海洋结构物基础时,风载荷、波浪载荷和冰载荷可对其产生显著的动力作用^[12-13]。由于缺乏对桶形基础在这些动载荷下响应的理解,将进行这方面的实验研究以获得更多的数据和认识。原型实验所需要的巨大的时间和经费花费意味着采用全尺度实验研究桶形基础承载力在实践上是非常受限制的;而小尺度实验中桶形基础的尺度和其他过程参数可以方便地改变。但是,在小尺度模型实验中,将产生与土体应力依赖有关的问题:1)测量的载荷太小,使得测量的载荷不能准确地实际设计中加以区分和应用;2)由于土体行为是应力依赖的,因此小模型实验和原型实验不能承受同样的应力水平,也就不能显示同样的响应特征。如果在离心机中进行实验,这些限制就可以克服,因为在离心机实验中一个相似深度的土体应力与原型条件下是相同的。离心机实验可以提供高的压力梯度,可以正确地模拟体积力,这个因素在原型尺度模拟的土工问题中非常重要;同时离心机实验可以模拟不排水和部分排水的情况。

现有文献中只有少量关于吸力式桶形基础的现场实验报道^[14],大量的关于小尺度的模型实验和离心机实验^[15-18]。早期这方面的实验多数用较刚性的土,在桶顶中心施加压载荷,如 Fuglsang 等人^[19]进行了吸力桩的离心机实验。Jones 等^[20]和 Steensen-Bach^[21]针对吸力桩进行了 1 g 条件下的粘土中率相关的载荷实验。后来在深水浮式结构物设计中,由于涉及桶形基础受到系于其上的水平或倾斜的锚链线作用而导致对桶基侧向承载力研究需求的增加。

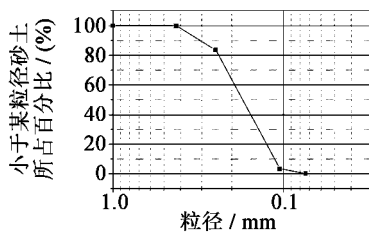
虽然在海洋工程中已采用了吸力式桶形基础,但是还有许多问题需要解决^[15, 22]。动态载荷经由平台传到土体,引起土体强度和模量的衰化,使桶形基础的极限承载力降低。因此,为了能提供实际的设计方法和参数,对桶形基础在动载下的响应进行研究是非常重要的^[23-25]。虽然吸力式桶形基础的安装涉及的控制方法和吸力计算等问题还没有完全解决^[26-27],在此主要目的是研究桶形基础的动力响应。

1 桶形基础离心机实验

1.1 土性实验

实验是在清华大学 50 g-ton 的土工离心机上进行的。该离心机的最大离心加速度为 200 g,该加速度时的配重为 250 kg。此处的实验均在 80 g 下进行,离心机从 0 g 加速到 80 g 需要的时间为 601 s (文中数据均为模型值)。

实验中使用的模型箱内尺寸为 60 cm × 35 cm × 35 cm (长 × 宽 × 高)。实验材料为粉细砂,比重为 2.69,平均颗粒直径 (D_{50}) 为 0.014 cm。为了模拟渗流,在粉细砂中加入了 3.2% 的粘粒而不改变孔隙水成份,仅使渗透系数降低了 40 倍,为 1×10^{-4} cm/s (设渗流为各向同性,没有针对不同方向分别测量)。因此离心实验中的孔压上升较实际稍快。模型砂的颗粒级配曲线见图 1。



限承载力。本实验条件下的桶基静垂直极限位移对应的承载力为 600 N。

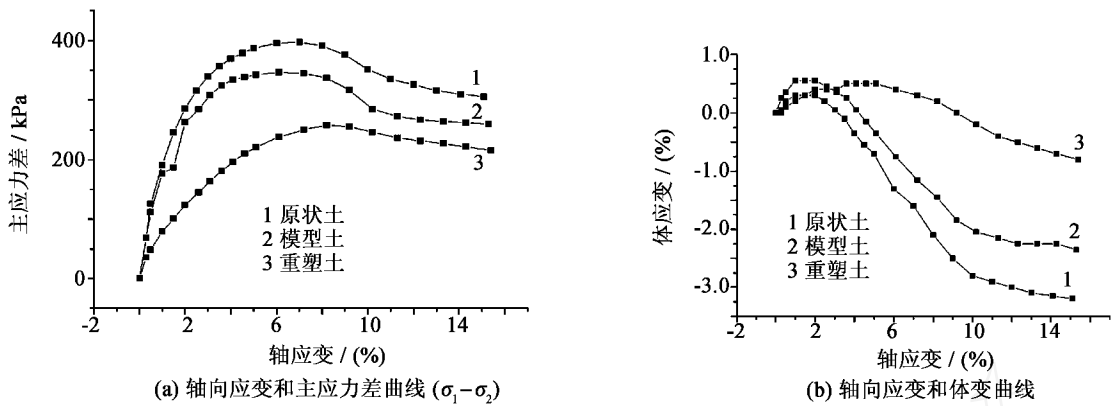


图 2 模型砂、原型砂和重塑砂的应力应变特征比较

Fig. 2 Comparison of the stress-strain characteristics of model sand, prototype sand and remoulded sand

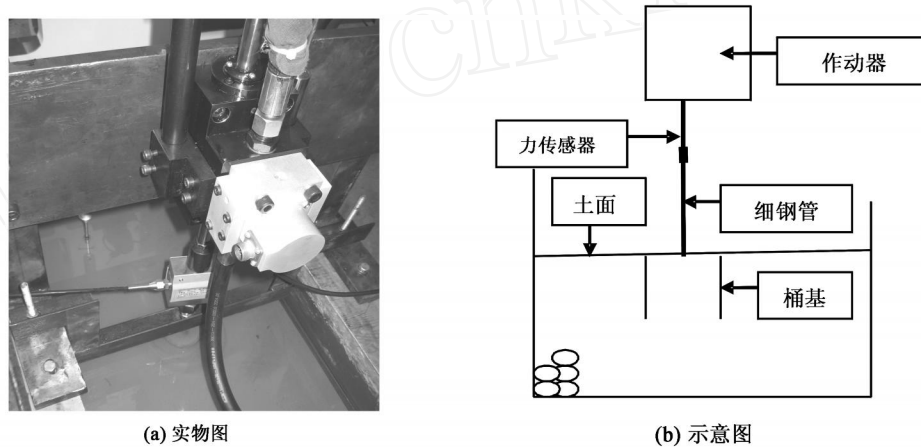


图 3 静载实验布置

Fig. 3 Layout of static load experiments

1.3 动载实验

进行了 4 个不同载荷幅值下的实验以分析桶基在动载荷下的响应,采用的载荷频率均为 16 Hz(即相当于原型频率为波浪载荷范围的 0.2 Hz)。为了控制稳定和分析方便,实验采用等位移幅值的正弦波(力控制时由于土体软化无法保证幅值固定)。因为不是针对特定情况,且主要目的是为了考虑动载下的桶基响应,故也不是输入的特定载荷谱。加载点位于桶顶连接的细钢管顶部,垂直向上。Test 1 中载荷幅值为 2 mm (45%静极限位移);Test 2 中载荷幅值为 1 mm (23%静极限位移);Test 3 中载荷幅值在前 300 s 内为 0.1 mm (2.3%静极限位移),之后增加到 0.5 mm (11%静极限位移);Test 4 中开始幅值为 0.1 mm 的动载,340 s 后幅值加到 0.2 mm。

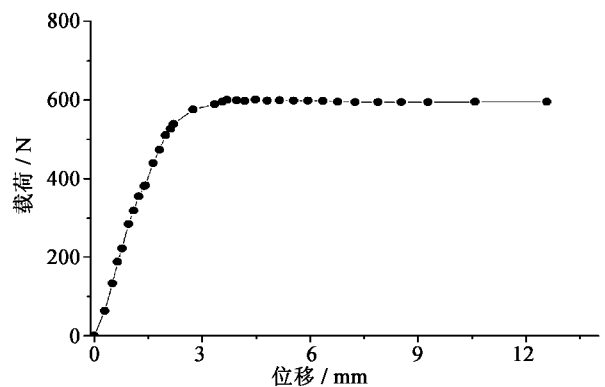


图 4 载荷 - 位移曲线

Fig. 4 Curve of load-displacement

动载实验中激振器与桶基的连接与静载时一样,采用的模型桶基尺寸与前面进行的静载实验的桶基尺寸相同。实验中采用英国 Druck 公司生产的 PDCR82 型孔压传感器(PPT)非固定地放置于砂土中桶基周围。Test 1 和 Test 2 中孔压计的布置见图 5(a);Test 3 中的孔压计布置见图 5(b);Test 4 中的孔压计布置见图 5

(c)。由于孔压计 PPT 是浮于土中的,在动载作用期间将发生移动,表 2 为实验后各 PPT 的位置。可以看到,各 PPT 位置均发生了变化。超孔压无量纲化的基值采用各孔压计实验后位置对应的初始有效应力。

表 1 静载实验力-位移数据

Tab. 1 Data of static load-displacement

实验步	位移/mm	力/N	实验步	位移/mm	力/N
1	0.000 0	0.000 00	18	0.284 8	589.651 04
2	0.023 2	0.000 00	19	0.295 2	595.975 14
3	0.040 0	63.240 95	20	0.316 8	600.765 40
4	0.052 0	133.525 71	21	0.334 4	599.479 35
5	0.061 6	188.212 61	22	0.358 4	597.803 93
6	0.076 0	221.968 65	23	0.384 8	601.001 38
7	0.087 2	283.805 55	24	0.412 0	598.511 85
8	0.099 2	318.481 88	25	0.443 2	599.679 92
9	0.111 2	355.517 95	26	0.475 2	598.417 46
10	0.113 6	381.274 48	27	0.508 0	598.736 03
11	0.130 4	383.162 27	28	0.540 8	597.756 74
12	0.144 8	439.819 55	29	0.579 2	596.211 11
13	0.158 4	474.000 34	30	0.630 4	594.889 66
14	0.169 6	510.316 69	31	0.682 4	594.936 85
15	0.176 0	526.728 66	32	0.741 6	594.830 66
16	0.219 2	539.624 62	33	0.846 4	594.641 89
17	0.267 2	575.926 40	34	1.005 6	595.503 19

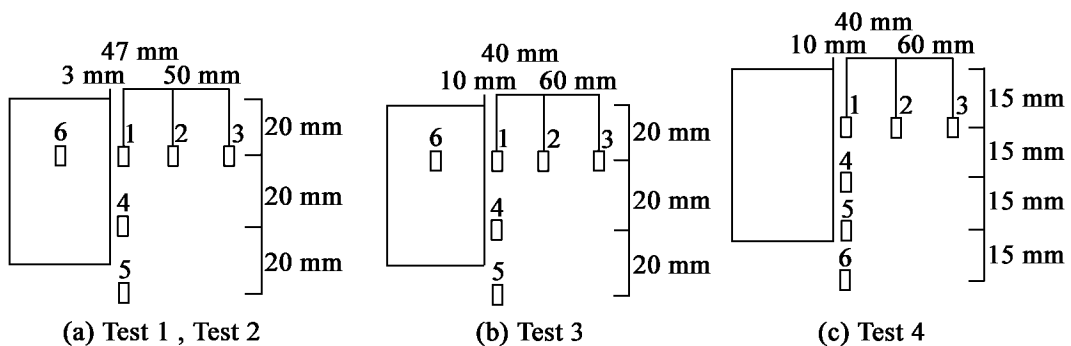


图 5 孔压计布置

Fig. 5 Layout of PPT

为了使模型箱中的土样密度均匀,按照孔压计的位置将土样分 5~6 层制备。当干土样制备好后,将水通过模型箱底部的阀门送入土体使其饱和。在模型箱底部预置 2 cm 厚的粗砂层并上覆土工布,使水能均匀向上渗透以防止管涌。当水面超过土面 1 cm 时,停止送水并用真空泵抽气 38 h 以提高土体饱和度。经用孔压测量方法,得到实验中土体的饱和度在 98% 以上。

饱和过程完成后,开始在 80 g 条件下进行固结。在固结前后土体的干密度分别为 $1\ 520\ \text{kg}/\text{m}^3$ 和 $1\ 600\ \text{kg}/\text{m}^3$ 。密度是在 1 g 条件下根据中国水利水电部制定的规范 SD 128 - 84 测量。固结后土体浮容重为 $=9.8\ \text{kN}/\text{m}^3$,侧压力系数为 0.38。固结过程中土体发生了 1 cm 的沉降。在固结过程中,通过测量孔压和沉降观察固结的发展,设定当孔压和沉降不再发展时,固结完成。实验发现当土体密度达到 $1\ 600\ \text{kg}/\text{m}^3$ 的原型固结时间约需要 8 个月(最长时间做到 40 个月,最后与 8 个月固结时间时的密度相同)。当固结结束后,停止离心机以检查传感器的状态并连接激振头和桶基,然后开始进行动载实验。

表 2 PPT 在实验后的位置
Tab. 2 The positions of PPTs after experiments

PPT	Test1		Test2		Test3		Test4	
	D/ m	L/ m	D/ m	L/ m	D/ m	L/ m	D/ m	L/ m
1	1.60	0.56	1.20	0.80	0.80	1.36	1.84	0.64
2	1.04	3.84	0.72	4.00	0.00	4.00	2.08	3.60
3	0.24	8.00	0.72	8.80	0.16	9.60	1.44	10.00
4	2.64	0.16	2.56	2.16	3.04	\	2.72	0.72
5	4.24	\	4.56	\	3.84	0.80	3.68	0.80
6	2.16	\	1.28	\	4.80	0.80	4.88	0.80
7							5.68	\

注: D 为深度, L 为离桶边距离, “\” 表示该项测量值不准。

2 实验结果与分析

2.1 孔压

埋在桶内部的孔压计的测量数据见图 6。可以看到, 实验中测量到的液化指数远大于 1.0 (此处液化指数定义为超孔隙压力与传感器最后位置处对应的初始有效应力之比)。原因一方面是传感器离桶顶太近, 受到土体和桶顶的直接挤压作用; 另一方面桶内土体和孔隙水较外面的封闭, 排水路径长; 另一方面, 桶内土体在固结和动载荷作用初期, 由于土体运动范围受到限制而会密实, 孔隙减小, 结果导致孔压消散慢, 使得残余孔压高。

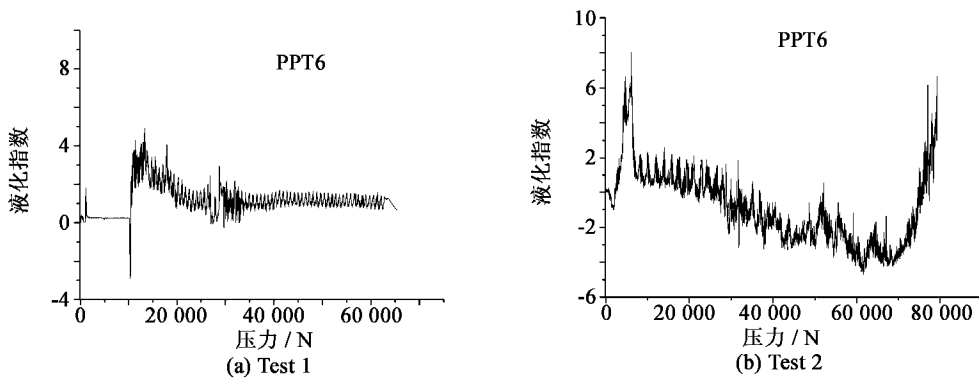


图 6 桶内孔压计的记录

Fig. 6 Records of PPT inside the bucket

四个实验中水平方向的超孔压历时见图 7。可以看到, 随着离桶基距离增加, 超孔压逐渐减小。在 Test 1 中, 施加的载荷最大, 孔压开始快速上升; 但是砂层的结构也很快遭到破坏, 孔隙增大, 导致渗透性快速增加, 于是超孔压上升后又马上下降。当砂层重固结后, 孔隙减小, 渗透性降低, 孔压又逐渐上升(在循环次数为 300 00 的最大孔压是系统失稳造成的, 将循环次数 N 为 1 000 处的值作为参考), 最大超孔压沿水平方向缓慢减小。在 Test 2 中, 液化指数在离桶基 2 cm 处是 1.0, 在离桶基 6 cm 处是 0.7(PPT)。在 Test 3 中, 超孔压的发展与 Test 2 中的类似, 但是上升的最大值较 Test 2 中的小。在 Test 4 中, 施加的载荷是最小的, 因此最大超孔压也是最小的, 各位置均没有发展到液化(注: Test 3 中的 PPTs 的位置与 Test 1、Test 2 和 Test 4 中的是不同的)。

四个实验中垂直方向超孔压的历时见图 8。可以看到, 不同载荷幅值下超孔隙水压均从土面随深度逐渐下降, 土体上部的液化层厚度随载荷幅值的增大而增大, 主要原因是土体上部受到的载荷强度大。在 Test 1 中桶基近处的超孔压沿垂向缓慢降低, 基本可视为全部液化。随着载荷幅值的降低, 虽然上部土层液化, 下部仍然没有液化。在 Test 2、Test 3 和 Test 4 中的超孔压沿垂向明显减小(因为 PPT17 在实验后已躺在土面上, 图中用超孔隙压力表示而不是液化指数)。在 Test 2 中, 桶基周围约 40% 桶高的上部土层液化, 在 Test 3

中,该值为 30%,在 Test 4 中没有液化区。

土体液化后,孔压变化剧烈,这表明孔隙水完全承担外载荷,同时土层液化和固结交替进行。孔压在 2 到 3 h 内达到峰值,之后峰值基本不变,这与水平载荷情况下的结果类似^[17]。

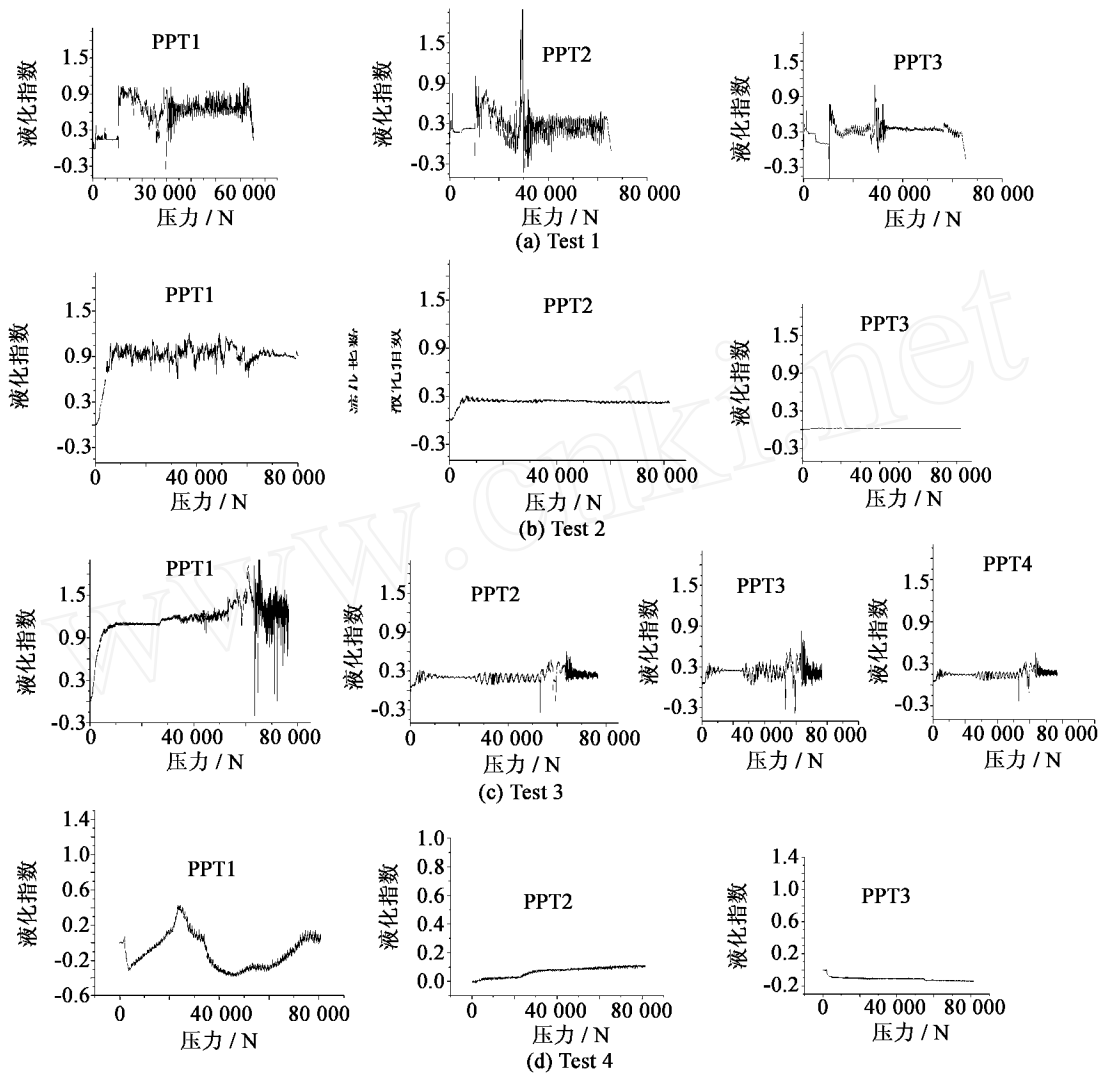


图 7 沿水平方向的超孔压随时间的发展

Fig. 7 Development of excess pore pressure in horizontal direction

2.2 影响区域

从实验后的测量结果看,虽然桶基周围影响区约为 4 倍桶高,但是只在一倍桶高距离内沉降明显。与载荷平行方向的沉降区范围较垂直方向的大。载荷幅值为 2 mm 时沉降最大,为 20 mm;载荷幅值为 0.26 mm 时,沉降为 10 mm,影响范围约为 1.2 倍桶高。

图 9 给出了土面的最后位置。可以看到,土体的沉降随载荷幅值的增加而增加。桶基周围的明显沉降发生在一个有限影响区。在该区域内,土体沉降和孔压变化明显;在该区域之外,土体可视为弹性体。从图 10 可以看出在影响区内土体密度明显增加,这与明显的沉降对应,而影响区外的密度变化小。原因在于液化后的土体有滤波作用和对外载强度的衰减作用,导致外载的作用范围有限。

影响区也可以从实验后的密度分布来看。在实验结束后,约一倍桶高范围内的土体变得很密实,尤其是桶下方的土体(图 11)。这是由土体在液化后的重固结引起的。一般地,液化层厚度随载荷幅值和桶高增加而增加,导致最大沉降增加。

图 11 给出了两个实验后的照片。观察到,在实验过程中桶基周围土体中的细颗粒随土体沉降和孔隙水渗出而析出并逐渐沉积在土体表面,桶基周围出现明显的沉陷坑。Test 1 中沉陷坑的边界最远离桶边有

3 cm。Test 2 中,离桶边 15 mm 范围内的土体中的细颗粒析出并沉积到土体表面,实验结束后最大沉积范围离桶边 6 cm,土体的沉降主要发生在离桶边 12 cm 的范围内。Test 3 中,离桶边 1.0 cm 范围内的土体中的细颗粒析出并沉积到土体表面,实验结束后最大沉积范围离桶边 4~5 cm。土体的沉降主要发生在离桶边 12 cm 的范围内。

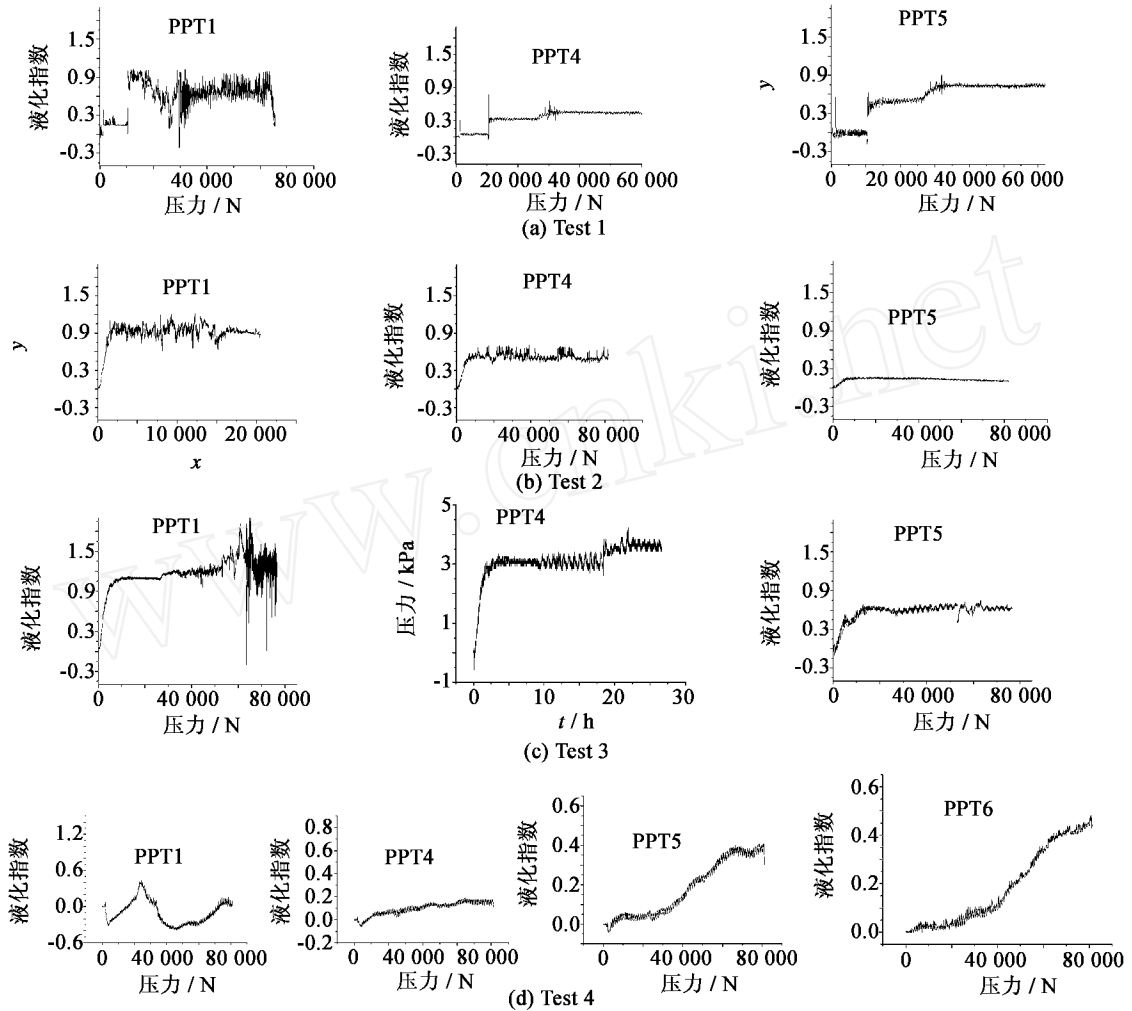


图 8 沿垂直方向的超孔隙的时间发展

Fig. 8 Development of excess pore pressure in vertical direction

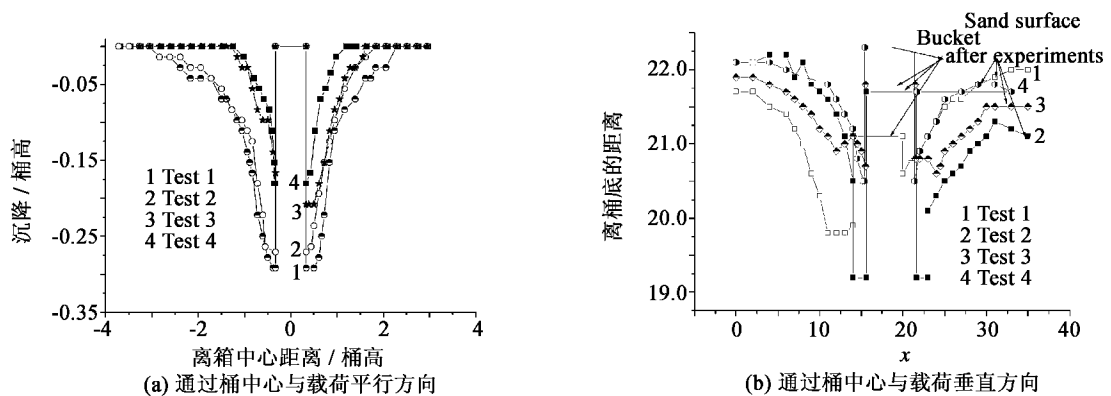


图 9 实验后土面的位置

Fig. 9 Place of sand surface after experiments

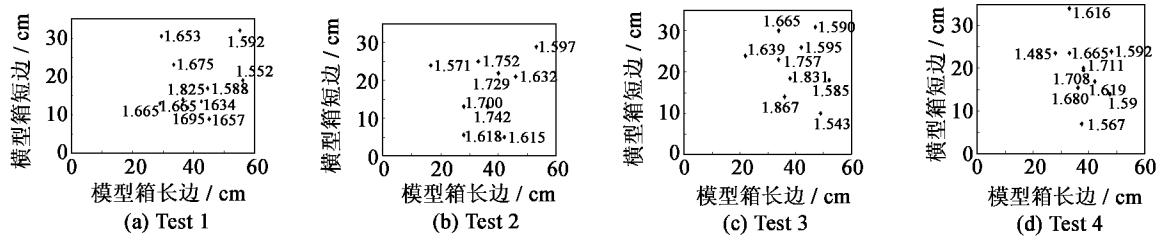


图 10 实验后的干密度分布

Fig. 10 Distribution of dry density after experiments

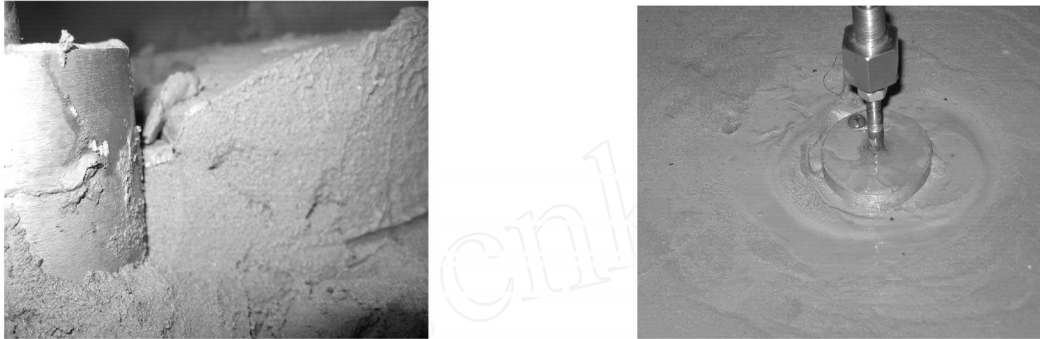


图 11 实验后的照片

Fig. 11 Photos after experiments

3 结 语

为了研究桶基在垂向动载下的响应进行了离心机实验。结果表明,桶基周围一倍桶基高度范围内的土体在垂向动载下液化并发生沉降。完全液化的厚度随载荷幅值的增加而增加,最大厚度约 40 % 桶高。桶基周围存在一个有限的(约一倍桶基高度)影响区,在该区域内,孔压和变形明显,该区域外,土体可视为弹性。超孔压沿水平方向和垂直方向逐渐减小,载荷幅值越小,衰减越快。在实验过程中桶基周围土体中的细颗粒随土体沉降和孔隙水渗出而析出并逐渐沉积在土体表面,桶基周围出现明显的沉陷坑。在实验结束后,约一倍桶高范围内的土体变得很密实,尤其是桶下方的土体。

针对固定频率和固定尺度下粉砂中桶形基础承载力进行了实验,在实际工程中遇到的多数是分层地基,波浪载荷的频率也有一定的范围,频率的变化对桶形基础的响应有一定的影响,这是今后实验中实验需要考虑更多因素的影响。

在离心机动态实验中,一个重要的问题是渗流相似和动力相似模拟的冲突,即渗流的相似尺度为 $1/N^2$,而动力的相似尺度为 $1/N$ 。由于条件所限,只部分满足了相似律,这样处理对于结果必然会有影响。这个相似冲突问题的解决一直是离心机实验中的难点,也是今后还需要进一步解决的问题。

重点讨论了动载荷作用期间的桶形基础和周围土体的孔压上升过程。动载作用后土体的变形和桶形基础的承载力与孔隙压力的消散密切相关,因此在今后的实验和其他分析中,还需要对动载后桶形基础周围土体中孔压的消散过程及土体变形过程进行研究,从而为工程设计提供依据。

参考文献:

- [1] Clukey E C, Morrison M J, Garnier J, et al. The response of suction caissons in normally consolidated clays to cyclic TLP loading conditions[C] Proc. Offshore Tech. Conf., Houston: OTC 7796, 1995: 909 - 918.
- [2] Allersma HGB, Plenevaux FJA, Wintgens JFPCME. Simulation of suction pile installation in sand in a geocentrifuge[C] 7th Int. Offshore and Polar Engng. Conf. (ISOPE97), 1997, 1: 761 - 765.
- [3] Allersma HGB, Kierstein AA, Maes D. Centrifuge modeling on suction piles under cyclic and long term vertical loading[C] Proc. 10th Int. Offshore and Polar Engng. Conf., Seattle: Int. Society of offshore and polar engineers, 2000.
- [4] Housby G T, Byrne B W. Suction caisson foundations for offshore wind turbines and anemometer masts[J]. Wind Engineering, 2000,

- 24(4) : 249 - 255.
- [5] Byrne B W, Housby G T, Martin C M, et al. Suction caisson foundations for offshore wind turbines[J]. *Wind Engineering*, 2002, 26(3) : 145 - 155.
- [6] Byrne B W, Housby G T. Experimental investigations of the responses of suction caissons to transient combined loading[J]. *ASCE J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, 2004, 130(3) : 240 - 253.
- [7] Andersen K H, Jostad H P. Foundation design of skirted foundations and anchors in clay[C]. *Proc. Offshore Tech. Conf.*, Houston: OTC 10824, 1999: 1 - 10.
- [8] Housby G T, Puzrin A M. A thermomechanical frame-work for constitutive models for rate-independent dissipative materials[J]. *Int. J. Plasticity*, 2000, 16(9) : 1017 - 1047.
- [9] Senpere D, Auvergne G A. Suction anchor piles—a proven alternative to driving or drilling[C]. *Proc. Offshore Tech. Conf.*, Houston: OTC4206, 1982: 483 - 493.
- [10] Aas P M, Andersen K H. Skirted foundation for offshore structure[C]. *9th Offshore South East Asia Conf.*, Singapore: World Trade Center Singapore, 1992: 1 - 7.
- [11] Dyme W, Housby G T. Drained behavior of suction caisson on very dense sand[C]. *Proc. Offshore Tech. Conf.*, Houston: OTC10994, 1998: 765 - 782.
- [12] Tjelta T L, Hermstad J, Andenaes E. The skirt piled gullfaks c platform installation[C]. *Proc. Offshore Tech. Conf.*, Houston: OTC6473, 1990: 453 - 462.
- [13] Bye A, Erbrich C, Earl K, et al. Geotechnical design of bucket foundation[C]. *Proc. Offshore Tech. Conf.*, Houston: OTC7793, 1995: 869 - 883.
- [14] Tjelta T I, Guttormsen T R, Hermstad J. Large-scale penetration test at a deepwater site[C]. *Proc. Offshore Technology Conference*. Houston: OTC 5103, 1986: 201 - 212.
- [15] Clukey E C. Suction caisson design issues[C]. *Int. Conf. Geotech., Geological and Geophysical Properties of Deepwater Sediments*. Houston:OTRC 2001, 2001: 163 - 181.
- [16] Cassidy M J, Byrne B W, Randolph M F. A comparison of the combined load behavior of spudcan and caisson foundations on soft normally consolidated clay[J]. *Geotechnique*, 2004, 54(2) : 91 - 106.
- [17] Lu Xiaobing, Wu Yongren, Jiaobintian, et al. Centrifugal experimental study of suction bucket foundations under dynamic loading[J]. *ACTA Mech. Sinica.*, 2007, 23: 689 - 698.
- [18] Wang Yihua, Lu Xiaobing, et al. The responses of the bucket foundation under horizontal dynamic loading[J]. *Ocean Engineering*, 2006, 33: 964 - 973.
- [19] Fugsang L D, Steensen-Bach J O. Breakout resistance of suction piles in clay[C]. *Proc. of the International Conf. Centrifuge 91*. H Y Ko, F G Mclean eds., The Netherlands: [s. n.], 1991: 153 - 159.
- [20] Jones W C, Iskander M G, Olson R E, et al. Axial capacity of suction piles in sand[C]. *Proc. 7th Int. Conf. On the Behavior of Offshore Structures*. Chryssostomidis C, Ed. Pergamon: [s. n.], 1994: 63 - 75.
- [21] Steensen-Bach J O. Recent model tests with suction piles in clay and in sand[C]. *Proc. Offshore Technology Conference*. Houston: OTC6844, 1992: 323 - 330.
- [22] Luke A M, Rauch A F, Olson R E, et al. Components of suction caisson capacity measured in axial pullout tests[J]. *Ocean Engineering*, 2005, 32: 878 - 891.
- [23] Ding H Y, Qi L, Du X Z. Estimating soil liquefaction in ice-induced vibration of bucket foundation[J]. *J Cold Reg. Eng.*, 2003, 17(2) : 60 - 67.
- [24] Lu Xiaobing, Zheng Zhemin, Zhang Jinlai. Progress in the study on the bucket foundation of offshore platform[J]. *Advances in Mechanics*, 2003, 33(1) : 27 - 40.
- [25] 王志云,王 栋,栾茂田,等. 复合加载条件下吸力式沉箱基础承载特性数值分析[J]. *海洋工程*, 2007, 25(2) : 52 - 56.
- [26] Housby G T, Byrne B W. Design procedures for installation of suction caissons in sand[J]. *Geotechnical Engineering*, 2005, 158(GE3) : 135 - 144.
- [27] Housby G T, Byrne B W. Design procedures for installation of suction caissons in clay and other materials[J]. *Geotechnical Engineering*, 2005, 158(GE2) : 75 - 82.