

黄河口粉土液化过程的现场振动试验研究

常方强, 贾永刚, 郭秀军, 孟庆生, 王秀海

(1. 中国海洋大学海洋环境与生态教育部重点实验室, 山东 青岛 266100; 2. 中国海洋大学环境科学与工程学院, 山东 青岛 266100)

摘 要: 采用不同重量的重锤自不同高度处自由落体捶击荷载板, 研究不同能量大小的循环荷载对黄河水下三角洲土体的动力响应过程。在土体内埋设检波器探头和孔压探头, 用以监测荷载能量在土体内的吸收传播和引起的孔压变化, 同时在每轮振动前后分别测量土体的强度变化。通过研究发现, 80%的振动能量在 0.6 m 土体深度内吸收, 能量的衰减量沿深度可用对数曲线表示; 振动能量越大, 土体产生的超孔压越大, 且超孔压所在的深度也越大; 根据孔压随振次的变化关系, 将现场振动过程中的孔压变化分为四个阶段, 即初始阶段、增长阶段、稳定阶段和衰减阶段。最后, 讨论振动荷载引起的土体强度变化以及土体液化与振动能量的关系, 提出土体临界液化功率的概念, 并给出若干深度的范围值。

关键词: 黄河口; 振动; 液化; 孔压; 能量

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2009)04-0609-08

作者简介: 常方强(1980-), 男, 山东青州人, 博士研究生, 从事岩土工程环境灾害研究。E-mail: malcme@126.com。

In-situ vibration tests on liquefaction of silt in estuary of the Yellow River

CHANG Fang-qiang, JIA Yong-gang, GUO Xiu-jun, MENG Qing-sheng, WANG Xiu-hai

(1. Key Lab of Marine Environmental Science and Ecology, Ministry of Education, Ocean University of China, Qingdao 266100, China;

2. College of Environmental Science and Engineering, Ocean University of China, Qingdao 266100, China)

Abstract: The dynamic response of seabed induced by cyclic loading at the subaqueous delta of the Yellow River is simulated by hitting a load plate with hammers of different weights dropped freely at different heights. In the seabed, the vibration detectors and pore pressure gauges are buried to observe the vibration energy dissipation and pore pressure variation, and the soil strength is also measured before and after vibrations. Through the observation, some conclusions are drawn: 80% of the loading energy is absorbed above depth of 0.6 m, and the relationship between dissipation degree and depth can be expressed by the logarithmic curve; the excess pore pressure increases with the increase of the vibration energy; according to the variation of pore pressure with vibration times, the variation of pore pressure can be divided into four stages—initial stage, growing stage, stabilizing stage and attenuating stage. Finally, the variation of soil strength induced by vibration and the relationship between soil liquefaction and vibration energy are discussed, and the concept of critical liquefaction power is put forward.

Key words: Yellow River estuary; vibration; liquefaction; pore pressure; energy

0 引 言

近几十年来, 黄河水下三角洲越来越受到人们的关注, 这里油气储量巨大, 具有极大的经济价值。在油气工程设施(如海堤、管线和平台等)的设计过程中, 波浪引起的土体液化可能性和液化深度是需考虑的重要参数之一^[1]。许多文献报道过海床土体液化造成工程设施的破坏, 如风暴潮期间海底管线的上浮^[2], 密西西比河水下三角洲测量设备^[3]和日本 Niagara 海岸防波堤的下沉等^[4]。风暴潮期间黄河水下三角洲地区土体的液化破坏也已得到证实, 土体液化引起若干种类的地质灾害。李广雪等^[5]认为该区土体液化可形成一些中小型的表层滑坡; 常瑞芳等^[6]认为土体液化

引起水下斜坡的失稳破坏和塌陷凹坑的产生, 进而危及到石油工程设施的安全性。

关于黄河水下三角洲土体在波浪循环荷载作用下的液化特性, 若干学者进行了研究讨论。杨少丽^[7]等利用数值方法分析了波浪作用下海床土体液化的机理, 得出粉土在强风浪动荷载作用下产生累积超孔隙水压力, 计算了 50 a 一遇波浪下土体的液化深度。试验研究中, 贾永刚等^[8]研究了黄河三角洲地区土体在振动荷载下土体强度丧失和恢复过程, 认为 10~20

基金项目: 国家自然科学基金项目(40472137; 40706020)

收稿日期: 2008-03-10

cm 深度处的土体随振动次数的增加强度迅速降低。单红仙等^[9]利用现场振动试验讨论了土体在振动荷载作用下, 土体的孔压及其土性的变化。许国辉等^[10]通过水槽试验研究该区土体在波浪荷载作用下的孔压变化特性。

考虑到室内试验的局限性, 现场试验更符合实际情况, 其中极端海况下现场观测能够较为准确地获得土体在波浪等循环荷载作用下的液化特性, 但难度较大, 花费较高。采用现场振动荷载方式研究液化相对容易, 且花费也低, 以往的振动试验均以恒定的荷载能量作用在海床上^[8-9], 然而实际上循环荷载大小不是定值, 本文采用若干重量的重锤自不同高度处自由落体, 捶击荷载板研究不同海况下循环荷载对土体的动力响应, 观测振动能量在土体中的传播、孔压和强度变化, 用以研究黄河口粉质土在波浪循环荷载作用下土体的液化特性。

1 研究区概括

黄河每年在三角洲地区沉积的土体达 1.06×10^9 t, 绝大多数沉积在河口地区, 形成鸟嘴状的复杂体系。该区水深较浅, 大多于 0~18 m 之间, 最深处不超过二十几米。水下斜坡坡度极缓, 常小于 0.6° , 距岸 10 余公里的海域, 水深只有十几米, 退潮时数公里的潮滩露出水面, 为现场工作提供了便利条件。

研究区选在现行的清水沟流路南部的潮间带上, 试验点位于桩西油田桩 19 计量站西侧。研究区潮水为不规则半日潮, 平均潮差 0.7~1.7 m, 波浪以风浪为主, 常见波高小于 0.5 m^[11]。在 2006 年 8 月 31 日至 2006 年 9 月 3 日试验阶段, 潮差介于 0.1~0.6 m, 平均波高小于 0.15 m。

在试验场地取 1 m 原状土样进行室内土工参数测试, 分析其物理力学性质。经试验室测得土体主要以粉土为主, 粉粒含量占 66%~73%, 含水率为 26%~29%, 土体重度为 19.8 kN/m^3 , 孔隙比约为 0.7~0.8, 压缩模量为 2.3~4.1 MPa, 饱和度为 99%, 渗透系数为 $(1.1 \sim 5.3) \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 。

2 试验方案设计

试验方案设计包括试验场地的选择, 试验仪器的选择、制作与安装, 振动能量设计和监测项目内容等。

2.1 试验设备

试验中用到的主要仪器有振动采集系统、孔压采集系统和普氏贯入仪。

土体的振动信息通过 GEOPEN 数字化地震仪采集, 在土体内埋设检波器探头, 将振动信号传输到地

震仪中自动存储, 后经人工处理得到需要的信息。

孔压测试采用南京水科院研制的孔压自动采集系统。整套系统由孔压探头、多通道数据采集系统、通讯电缆和计算机组成。探头为圆柱形, 高 60 mm, 直径 20 mm, 外壳采用不锈钢制成, 具有较好的防腐性和密封性, 并且与周围土体有较好的接触性能。探头将压力信号转换成电信号, 经采集系统自动将数据保存在计算机里。

孔压的采集频率可以选择每秒 3 次或 10 次, 通常选择 3 次就能够达到精度要求。试验前探头须经过标定, 目的是: ①确保探头的稳定性, 探头的输出信号(电信号)与所受的压力成正比, 通常使用水来标定; ②获得电信号与压力的线性关系式。然而在室内标定好的探头在实际使用过程中, 仍可能出现问題, 例如数值异常大或小, 这可能是由于细小土颗粒(特别是测量黏性土孔压)穿过透水石进入探头内, 阻止孔隙水直接作用于探头传感器上。将现场存在问题的探头取出后, 发现了此问题。可以采取两种方法解决这个问题: ①在测量土体的深度处埋设两个探头做比较; ②将探头包裹一层土工布, 进一步防止土颗粒进入探头内。

贯入强度利用沈阳建科院研制的 WG-11 型电子普氏贯入仪测量, 采用连续贯入的方式每隔 5 cm 记录一个贯入强度。测试过程通常需要 3 个人配合完成, 一人贯入仪器, 一人读数, 一人记录。

2.2 仪器安装与试验过程

利用退潮间隔, 选择一块平坦、开阔的滩面安装仪器。试验区距离潮位线仅几十米内, 静止水位线接近试验点地表。

将振动荷载板平放在试验场地, 其直径约 61 cm。利用洛阳铲沿荷载板周边钻 2 个孔, 深度为 100 cm, 分别埋设检波器探头和孔压探头, 用以监测振动过程中振动能量在土体中的传播(即土体对振动能量的吸收)和孔压变化。

检波器探头在深度上每 20 cm 埋设一个, 共 6 个, 监测 1 m 深度内的能量传播; 孔压探头分别埋设在 10, 20, 30, 40, 60 和 80 cm 六个深度内。探头之间用取出的原状土密封好, 以免超孔隙水压沿钻孔贯通, 仪器布置如图 1 所示。

制作荷载施加系统, 过程如下: ①制作三角架, 方法为将 3 根钢管的一端用铁丝绑定, 另一端分开插入土体一定深度内; ②将滑轮固定在三角架顶端, 重锤绑在绳子上, 另一端通过滑轮, 采用人力拉动重锤, 如图 2 所示。

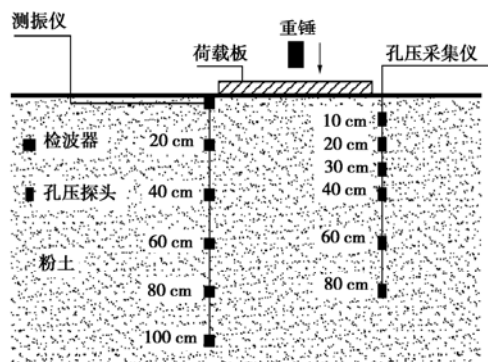


图 1 仪器布置剖面图
Fig. 1 The layout of instruments

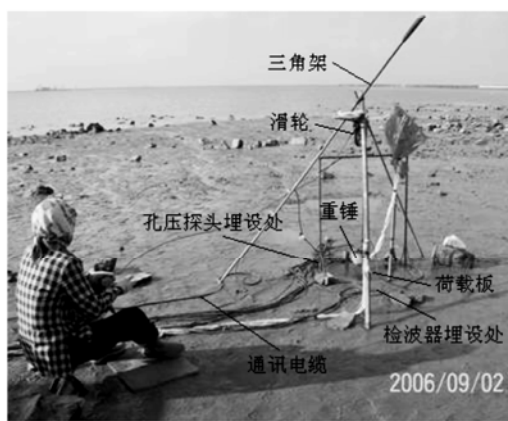


图 2 试验过程全貌图
Fig. 2 The process of test

为了研究不同大小的循环荷载对土体液化的影响, 试验采用不同重量的重锤和下落高度, 具体试验参数汇总于表 1。文献[12]指出黄河口东北向强浪平均周期为 4.2~5.6 s, 因此本次振动周期均采用 5 s, 即每 5 s 锤击一次, 连续锤击 2 h 作为一轮。每轮振动间隔 24 h, 目的是使土体恢复振前状态。

表 1 五轮的振动试验参数

Table 1 The parameters of experiment in five rounds			
振动 轮数	重锤质量 /kg	落距 /cm	每击振动能量 /kJ
1	10.0	10	10.0
2	3.5	50	17.5
3	6.0	50	30.0
4	10.0	50	50.0
5	20.0	50	100.0

3 粉质土的动力响应过程

3.1 振动能量在土体中的传播

对于作用在海床表面的波浪荷载, 土体能够吸收荷载能量。为了研究荷载能量在土体深度上的传播规律, 采用 GEOPEN 数字化地震仪接收埋置于地层不同深度处的检波器探头反馈回来的振动波谱, 一个典型

的波谱如图 3 所示。从采集的波谱中, 可以得到振动过程中某一瞬时振动波传到不同深度处对应波谱振幅的大小。取表层振动波的能量为 W_0 , 能量的大小与振幅的平方成正比, 波到达不同深度处对应的归一化能量 W/W_0 可按式计算^[13]:

$$W/W_0 = (A/A_0)^2 \quad (1)$$

式中 A_0 为设于地表的检波器探头采集到的最大振幅; A 为某深度处测得的最大振幅。用 W/W_0 表示振动能量在土体内沿深度方向上的衰减。

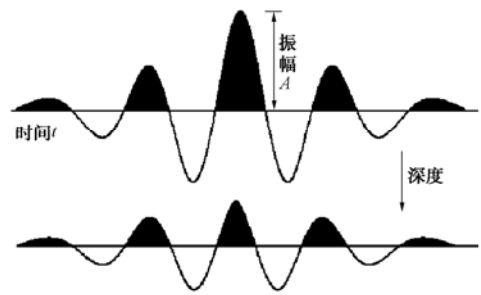


图 3 随着深度振动能量的衰减
Fig. 3 The decrease of vibration energy with depth

将第一至第五轮振动过程中能量的衰减绘制于图 4。可以看出: ①振动能量在 0.5 m 深度内随深度骤减, 0.5~1.0 m 深度内衰减速率减缓, 0.5 m 深度处能量仅为地表能量的 30% 左右; ②虽然第五轮的振动能量是第一轮振动能量的 10 倍, 但衰减规律基本相似, 在 0.6 m 深度处, 能量衰减超过 80%, 振动能量大小对衰减规律的影响较小; ③随着振动轮数的增加, 土体内能量的衰减程度变大, 即土体吸收能量的水平变强, 这是由于土体屡经振动后, 土体内孔隙水排出, 恢复 22 h 后的强度要比原状土体强度略高, 密实度变大, 进而吸收能量的水平增大; ④每轮振动过程中, 振动时间越长, 能量在土体中的衰减减弱, 表明土体吸收能量的水平减弱。这是由于随着振动次数的增加, 土颗粒之间的黏结摩擦强度减弱, 土体结构逐渐趋于破坏并产生不可恢复的变形, 产生一定程度的液化, 土体强度逐渐丧失, 土颗粒相互滑移和移动所耗损的能量减小, 从而被土体吸收的能量减少, 即能量在土体中的衰减减弱。

能量在土体中沿深度方向上的衰减曲线近似对数曲线, 经拟合发现归一化的能量衰减可用下式表达:

$$W/W_0 = a \ln(z) + b \quad (2)$$

式中 a, b 为振动能量在土体内衰减程度的参数, 与土体的结构性和振动能量大小等有关; z 为深度 (m)。

在第一轮振动过程中, a 值由 0.41 变化到 0.47, b 值由 -0.06 变化到 -0.07; 第五轮振动过程中, a 值由 0.27 变化到 0.38, b 值由 -0.08 变化到 -0.07。

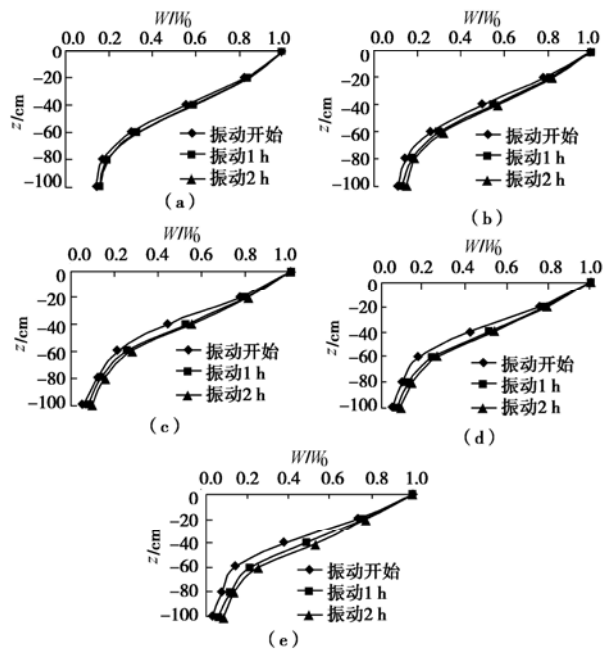


图 4 分别为第一至第五轮振动过程中能量的衰减

Fig. 4 The decrease of vibration energy with depth from the first to the fifth round

3.1 土体孔压变化

(1) 土体的初始孔压

为了了解振动对土体初始孔压的影响，测量每轮振动前的初始孔压，汇总于表 2 中。当土体不存在超孔压时，初始孔压在理论上等于静止孔压，某深度处静止孔压的理论值 $u_0 = \gamma_w z$ ， γ_w 为海水的重度，取 10.25 kN/m^3 ， z 为土体深度，计算每个深度处的理论静止孔压，一同列于表 2 中。可以看出：①初始孔压测量值与理论值较为接近，且第一轮振动前的孔压略大于理论值，可能是由于试验仪器安装过程中，对土体有一定的扰动，产生超孔压，待静止一段时间后，孔压并未完全消散；②随着每轮的振动，土体的初始孔压有所减小，且减小幅度较小，第五轮振动前的初始孔压约为第一轮前的 90%。这是因为土体经振动后孔隙水压力排出，土颗粒之间变得密实，土体进一步固结引起的。由此可以推知，新近沉积的土体具有较高的孔压，随着时间的增长，土体受到连续波浪荷载的作用，土体进一步固结，强度增大，土中初始孔压将慢慢减小。

(2) 孔压的增长模式

在振动过程中，不同深度处孔压均有不同程度的增加，且孔压随振动次数的增加而变化，试验五轮振动过程中的孔压变化如图 5 所示。可以看出：①10~40 cm 深度处的孔压增幅较大，而 60 cm 和 80 cm 深度处孔压增幅较小；②孔压的变化基本上经历了 4 个阶段，即初始阶段、增长阶段、稳定阶段和衰减阶段，

一条理想的孔压变化曲线如图 6 所示。

表 2 不同深度处孔压的实测值与理论值

Table 2 The measured and theoretical pore pressure values at different depths

深度/cm	测试值/kPa	理论值/kPa
	(第一轮→第五轮)	
10	1.08→0.91	1.03
20	2.12→1.95	2.05
30	3.17→2.95	3.08
40	4.23→4.02	4.10
60	6.13→5.88	6.15
80	8.06→7.92	8.20

a) 初始阶段，在这个阶段里，振动刚刚开始，由于粉土某些土颗粒之间具有一定的黏结强度，大部分黏结强度尚未丧失，能够承担一定的上部循环荷载，孔压增加缓慢。

b) 增长阶段，随着振动荷载的持续，土颗粒之间的黏结强度逐渐丧失，土颗粒不能够承担外部应力，进而转化为由孔隙水承担，孔压迅速增大。

c) 稳定阶段，当土体完全液化或者孔压累积的速率等于消散的速率时，孔压不再增大，进入稳定阶段。

d) 衰减阶段，孔压在稳定阶段后期，振动荷载使得土颗粒进一步压密，超孔隙水不断排出，这一阶段为衰减阶段。

振动过程中，初始阶段一般维持在 20 min 内；增长阶段在 5~20 min 之间，且越紧接表层，增长达到最大值所需的时间越短；从振动开始到孔压达到最大值一般在 15~30 min 之内；振动能量越大，初始阶段经历的时间越短，说明较大的振动能量能够在较短的时间内使得土体达到液化状态。

从消散速率上，可以看出表层土体的消散速率要大于深层的，这是因为表层土体向上排水路径较短，超孔隙水容易排出，消散速率比深层的要快。

现场振动的孔压增长模式与室内动三轴试验的有所不同，室内动三轴试验中土体一般在不排水条件下施加动荷载，孔压达最大值后不会出现衰减，而实际场地中，当波浪循环荷载作用在海床表面上时，孔压可向上或向下两个方向消散，而存在消散阶段。

贾永刚等^[8]，单红仙等^[9]采用恒定振动能量研究波浪荷载引起的土性变化时，监测到的孔压变化也均出现衰减阶段；Wit 和 Kranenburg^[14]，Tzang 和 Ou^[15]利用水槽研究波浪荷载对土体的影响时，指出超孔压首先增大，达最大值后减小，可见当土体处于排水条件下，在较大的循环荷载作用下，超孔压均存在衰减阶段。

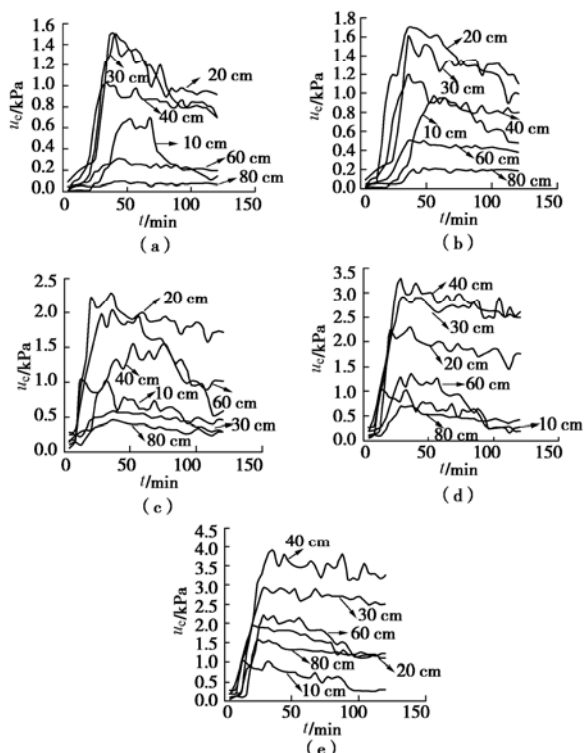


图 5 分别为第一到第五轮振动过程中孔压变化曲线
Fig.5 The pore pressure variation from the first to fifth round

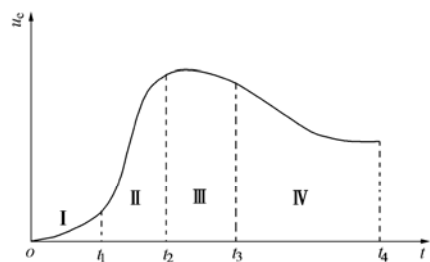


图 6 振动过程中的孔压变化的四个阶段
Fig. 6 The four stages of pore pressure variation during vibration

(3) 不同深度处孔压的变化

振动荷载引起的孔压随深度增加而变化, 将每轮振动过程中, 不同深度处出现的最大超孔压绘制于图 7 中, 振动能量越大, 各个深度处超孔压也越大, 且孔压沿深度的关系呈抛物线形, 存在一最大值, 这是因为浅层土体有效上覆应力较小, 超孔压最大值不超过有效上覆应力, 而深度较大处, 达到的循环荷载能量较小, 孔压增幅较小。

振动能量越大, 超孔压的最大值所在的深度也越大。每击振动能量由 10 kJ 增加到 100 kJ 时, 孔压最大值所在的深度由 30 cm 增加到 40 cm。

4 液化分析与探讨

4.1 土体液化过程

振动过程中, 随着孔压逐渐增大, 土颗粒之间的强度逐渐丧失, 有效应力降低。当超孔压达到有效上覆应力时, 土体完全液化, 强度完全丧失, 其中土体

的有效上覆应力计算式为

$$\sigma'_v = \gamma' z \quad (3)$$

式中, γ' 为土体的有效重度, z 为土体深度。

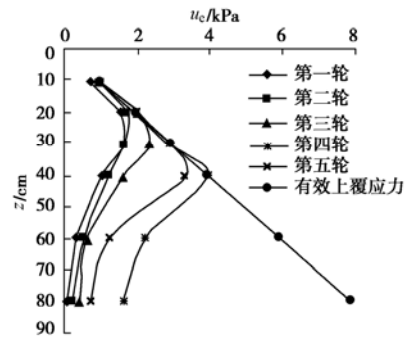


图 7 振动过程中不同深度处的最大超孔压
Fig. 7 The maximum pore pressure at different depths during vibration

振动能量越大, 土体越易液化, 在五轮的振动过程中, 每轮的振动能量逐渐增大, 累积的最大超孔压也越大。在第一轮振动 (10 kJ/击) 过程中, 10 cm 处的最大超孔压为 0.7 kPa, 小于有效上覆应力 0.98 kPa; 20 cm 处的超孔压最大, 但也小于有效上覆应力 1.96 kPa, 即在第一轮振动过程中, 土体未出现完全液化。

第二轮振动 (17.5 kJ/击) 过程中, 10 cm 深度处超孔压达到有效上覆应力, 出现液化, 以下深度未液化。随着振动能量的增加, 第三轮至第五轮的液化深度分别达到 20, 30 和 40 cm。可见每击的振动能量越大, 液化深度也越大。

土体液化过程中, 产生的超孔隙水压力携带黏性小的土颗粒沿着强度薄弱部分渗流到地面, 形成“泥火山”, 如图 8 所示, 与地震工程中的喷砂冒水类似。“泥火山”直径约为 1~3 cm, 高度较小, 渗流出的孔隙水夹杂着土颗粒散落在“泥火山”周围。振动结束后, “泥火山”仍然喷发, 但喷发力度有所减弱, 一段时间后停止。“泥火山”的产生也是判断土体在振动过程中出现液化的标志之一。

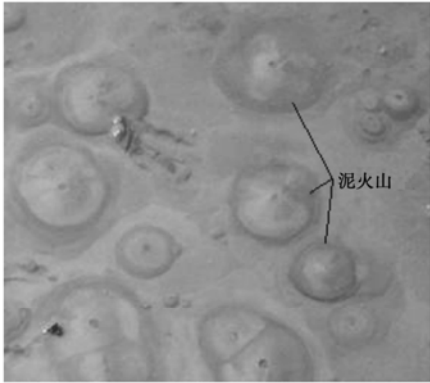


图 8 液化过程中出现的“泥火山”
Fig. 8 “Mud volcano” appeared in soil liquefaction

4.2 振动引起土体强度的变化

每轮振动前后均用普氏贯入仪测量土体的贯入强度,发现在振动刚结束时,各深度处的土体强度有所下降,其中表层(0~20 cm),中层(20~60 cm)和底层(60~100 cm)下降的程度不同,中层下降的程度最大。

振动后土体强度比振动前的减小程度为:表层减小约 10%~40%;中层减小 30%~80%;底层仅为 10%~30%。这是因为测量土体强度时,表层土体已经排出一部分超孔隙水,强度有所恢复;中层土体的排水路径相对较长,排水较难,测量土体强度时,孔压只有少量消散,强度恢复较小;底层土体受到的振动能量较小,所以孔压增幅和土体强度降低均较小。

贾永刚等^[8]进行研究波浪荷载的现场振动试验,利用轻型静力触探仪测量振动前后土体强度的丧失与恢复,认为强度的丧失量沿深度呈抛物线变化,强度变化最大量位于 20~50 cm 深度处,表层和深层的变化量相对较小,与本文的结论相似。

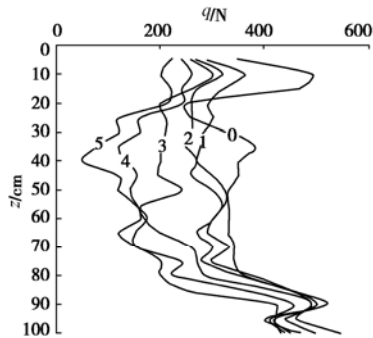


图 9 天然土体与每轮振动后测得的土体普氏贯入强度

Fig. 9 The strength of undisturbed and vibrated soil detected from Proctor Penetration Test

原状土(未振动前)在 10 cm 处强度较高,贯入阻力为 490 N,认为是黄河水下三角洲普遍存在的一层较薄的硬壳;20 cm 深度处为软弱层,土体的含水率较大,呈软塑状,强度较低,贯入阻力仅为 250 N。振动结束后,硬壳层和软弱层均消失,其原因可能是由于振动荷载使得硬壳层和软弱层均出现液化,强度降低,软硬相接变得不明显。

土体振动结束恢复 24 h 后,强度会略微增加,其中表层和中层增长的幅度要大于底层的。强度增大的原因有:

(1) 对于未受扰动的沉积土,特别是新近沉积的土体,土颗粒的长轴方向杂乱不一,当有竖向循环荷载作用于土体时,土体内部产生竖向循环应力作用于土颗粒,土颗粒有呈水平方向转动的趋势,土体孔隙比减小,表现为竖向沉降。水平向的土颗粒与方向杂

乱不一的土颗粒相比,在竖向上具有更好的稳定性;

(2) 在竖向循环荷载作用下,超孔隙水压力反复累积和消散,孔隙水排出,使得土体类似于动力固结过程,土体密实度和强度增大。

4.3 土体液化与振动能量的关系

如上所述,土体在较大的振动能量作用下,土中应力由土颗粒转向孔隙水承担,土体液化是由固态向流态的转化。土体液化过程(态相转化)伴随着能量的吸收,如同一定的冰转化为水,在一定的条件下,吸收的能量是一定的,不论外界作用的能量方式(吸热和做功等)如何。对于一定的土体,在一定条件下,土体液化所吸收的能量理论上也应该是一定值。

土体的液化程度与外界能量的大小有关,而单位时间内的能量可以用功率表示。对于某种土体,当外界循环荷载的功率大于某一临界功率且作用足够长时间土体才能液化,否则,不论荷载持续多长时间,土体都不能液化。孔压累积的过程中,同时也存在着消散,当累积速率等于消散速率时,孔压维持在某一稳定值上,不再累积,土体便不能液化。能够使土体液化的最小功率可称为土体的临界液化功率 P_{cr} ,考虑外界能量与土体液化的关系时,可以采用下式判断是否液化: $P \geq P_{cr}$, 土体能够液化; $P < P_{cr}$, 土体不能液化, P 为外界循环荷载的功率。 P_{cr} 是土体的一种固有属性,与土体的密实度、渗透系数和颗粒大小等有关。许国辉等^[10]通过对水槽试验和动三轴试验数据进行分析,认为黄河三角洲粉土存在一破坏循环极限荷载,在小于此极限循环荷载情况下,土中孔隙水压力只是在初期有所上升,总体呈下降趋势,没有累积升高的过程,文中的破坏循环极限荷载与本文的临界液化功率类似,前者只考虑荷载大小,后者同时考虑作用时间。

在振动试验中,某深度处土体的临界液化功率可用下式表示:

$$P_{cr} = C_1 C_2 E_{cr} / T \quad (4)$$

式中 C_1 为考虑重锤与荷载板撞击的能量损失,取 0.8; C_2 为振动能量在深度上的衰减系数; E_{cr} 为临界每击振动能量; T 为振动周期。

通常情况下,使某深度处土体液化的临界液化功率难以测得准确值,但可求出其范围值,即

$$P_1 < P_{cr} < P_2$$

本试验中,10 cm 深度处的土体,除了第一轮振动过程中未液化外,其余轮数振动过程中均出现液化状态。第一轮的振动功率 $P_1 = 0.8 \times 0.9 \times 10 / 5 = 1.44$ W,第二轮的 $P_2 = 0.8 \times 0.9 \times 17.5 / 5 = 2.52$ W,所以该层土体的

液化功率位于 1.44~2.52 W。此时, 第一轮振动能量可称为能量上限, 第二轮的称为能量下限。其余土层的类推, 不同深度处的临界液化功率范围, 见表 3。

可见土体的深度越大, 要产生液化的所需液化功率也越大。这是由于深度越大, 土体的有效上覆应力和有效围压越大, 产生液化需要的荷载也越大, 因此液化功率也越大。

表 3 土体不同深度处的临界液化功率范围

Table 3 Critical liquefaction power of soil at different depths				
深度 /cm	衰减 系数	能量上限 /(kJ·击 ⁻¹)	能量下限 /(kJ·击 ⁻¹)	液化功率 范围/W
10	0.90	10.0	17.5	1.44~2.52
20	0.81	17.5	30.0	2.27~3.89
30	0.70	30.0	50.0	3.36~5.60
40	0.55	50.0	100.0	4.40~8.80
60	0.25	100.0	—	>4.00

4.4 能量吸收、孔压和强度变化的统一关系

海床表面受到振动荷载时, 振动荷载由地表向深部土体传播, 引起深部土颗粒的振动。由于土体具有黏弹性, 振动过程中能够吸收一定的能量, 削弱能量向深处传播。土体对能量的吸收伴随着土性的变化, 表现形式之一就是土体孔压和强度的变化。振动使得土颗粒之间的黏结摩擦强度降低, 承担上部应力的能力降低, 多余的应力转移到孔隙水上, 表现为孔压升高; 另一方面, 土颗粒之间的强度降低和孔压的增大使得土体的有效强度降低, 土体容易破坏。

本试验五轮振动中, 通过测量振动能量的吸收衰减、孔压和强度变化, 发现 3 者发生变化的深度基本上一致: 80%左右的振动能量在 0.6 m 深度内衰减, 即 0.6 m 深度内的土体吸收了约 80%的地表振动能量; 0.6 m 深度以上土体的超孔压较大, 液化程度也较大, 而 0.6 m 以下超孔压较小, 见图 7 所示; 强度变化也主要发生在 0.6 m 深度以内。可见土体对振动能量的吸收量、孔压变化和强度变化 3 者统一, 其中前者是后两者的诱发因素。

由此可以推断, 对于直接作用在海床表面的波浪荷载, 其能量在土体一定深度内衰减, 超过此深度, 几乎没有能量传递; 假设海床为均质, 则液化首先从海床表面开始, 逐渐向深处扩展, 最终一定深度内土体完全液化; 土体的液化过程伴随强度的衰减, 衰减程度和液化深度都与波浪传递在海床内的能量大小有关。

5 结 论

现场采用不同重量的重锤振动试验, 研究不同能量大小的振动荷载对黄河口水下土体的动力响应, 观测振动过程中能量传播、土体孔压和强度变化, 得出

了以下结论:

(1) 振动能量的吸收衰减、孔压与强度变化 3 者发生的深度基本相同, 来自地表的振动能量, 80%左右在 0.6 m 土体深度内吸收, 孔压和强度变化也基本上发生在 0.6 m 土体深度内。

(2) 土体测得的初始孔压与理论值较为接近, 随着振动轮数的增加, 初始孔压有所减小。

(3) 现场土体在振动循环荷载作用下, 孔压变化可划分为 4 个阶段, 即初始阶段、增长阶段、稳定阶段和衰减阶段。

(4) 振动能量越大, 引起的超孔压也越大, 液化深度越大, 且超孔压沿深度方向近似成抛物线形。

(5) 振动过程中, 土体强度有所减小, 这是由液化引起的, 待恢复 24 h 后, 强度较振前有所增加, 认为是由于土体超孔隙水排出和土颗粒趋于定向排列造成的。

(6) 土体的液化存在某一临界液化功率值, 当循环荷载功率超过此值时, 土体才能液化, 文中给出了若干深度处的范围值。

参考文献:

[1] JENG D S, SEYMOUR B, GAO F P, et al. Ocean waves propagating over a porous seabed: residual and oscillatory mechanisms[J]. Science in China Series E, 2007: 81 - 89.

[2] CHRISTIAN J T, TAYLOR P K, YEN J K C, et al. Large diameter underwater pipeline for nuclear plant designed against liquefaction[C]// The 10th Offshore Technology Conference, Houston, 1974: 597 - 606.

[3] DUNLAP W, BRYANT W R, WILLIAMS G N, et al. Storm wave effects on deltaic sediments—results of EASWAB I and II[C]// Port and Ocean Engineering Under Arctic Conditions (POAC 79), Norwegian Institute of Technology, 1979: 899 - 920

[4] MIYAMOTO T, YOSHINAGA S, SOGA F, et al. Seismic prospecting method applied to the detection of offshore breakwater units setting in the seabed[J]. Coastal Engineering in Japan, 1989, 32: 103 - 112.

[5] 李广雪, 庄克琳, 姜玉池. 黄河三角洲沉积体的工程不稳定性[J]. 海洋地质与第四纪地质, 2000, 20(6): 21 - 26. (LI Guang-xue, ZHUANG Ke-lin, JIANG Yu-chi. Engineering instability of the deposition bodies in the Yellow River delta[J]. Marine Geology and Quaternary Geology, 2000, 20(6): 21 - 26. (in Chinese))

[6] 常瑞芳, 陈樟榕, 陈为民, 等. 老黄河口水下三角洲前缘底

- 坡不稳定地形近期演化与控制[J]. 青岛海洋大学学报, 2000, **30**(1): 159 - 164. (CHANG Rui-fang, CHEN Zhang-rong, CHEN Wei-min, et al. The recent evolution and controlling factors of unstable seabed topography of the old Yellow River sub-aqueous delta[J]. Journal of Ocean University, 2000, **30**(1): 159 - 164. (in Chinese))
- [7] 杨少丽, 沈渭铨, 杨作升, 等. 波浪作用下海底粉砂液化的机理分析[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(4): 28 - 37. (YANG Shao-li, SHEN Wei-shuan, YANG Zuo-sheng, et al. The mechanism analysis of seafloor silt liquefaction under wave loads [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **17**(4): 28 - 37. (in Chinese))
- [8] 贾永刚, 史文君, 单红仙, 等. 黄河口粉土强度丧失与恢复过程现场振动试验研究[J]. 岩土力学, 2006, **26**(3): 351 - 358. (JIA Yong-gang, SHI Wen-jun, SHAN Hong-xian, et al. In-situ test study on silt strength's loss and recovery due to vibration load in the Yellow River mouth[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **26**(3): 351 - 358. (in Chinese))
- [9] 单红仙, 段兆臣, 刘正银, 等. 粉质土重复振动液化与效果研究[J]. 水利学报, 2006(1): 75 - 81. (SHAN Hong-xian, DUAN Zhao-chen, LIU Zheng-yin, et al. Repeated liquefaction and the effect on properties of silt[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006(1): 75 - 81. (in Chinese))
- [10] 许国辉, 单红仙, 贾永刚. 黄河水下三角洲沉积物在循环荷载作用下土体中孔压变化实验研究[J]. 中国海洋大学学报, 2003, **33**(1): 80 - 86. (XU Guo-hui, SHAN Hong-xian, JIA Yong-gang. Experimental research on the variation of pore-pressure under cyclic loading in the sub-aqueous Yellow River delta[J]. Journal of China Ocean University, 2003, **33**(1): 80 - 86. (in Chinese))
- [11] 臧启运. 黄河三角洲近岸泥沙[M]. 北京: 海洋出版社, 1996: 65. (ZANG Qi-yun. Off-shore silt of Yellow River delta[M]. Beijing: Ocean Press, 1996: 65. (in Chinese))
- [12] 成国栋, 薛春汀. 黄河三角洲沉积地质学[M]. 北京: 地质出版社, 1997: 39. (CHENG Guo-dong, XUE Chun-ting. The Yellow River delta deposition geology[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1997: 39. (in Chinese))
- [13] 马德翠, 单红仙, 周其健. 黄河口饱和粉质土振动响应的原位试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2005, **25**(10): 1 - 5. (MA De-cui, SHAN Hong-xian, ZHOU Qi-jian. In-situ test study on dynamics response of saturated silt soils under cyclic loading in estuary of Yellow River[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, **25**(10): 1 - 5. (in Chinese))
- [14] WIT P D, KRANENBURG C. The wave-induced liquefaction of cohesive sediment beds[J]. Estuarine, Coastal and Shelf Estuarine, 1997, **45**(2): 261 - 271.
- [15] TZANG S Y, OU S H. Laboratory flume study on monochromatic wave-fine sandy bed interactions (part 1)[J]. Soil Fluidization Coastal Engineering, 2006, **53**: 965 - 982.

勘 误

本刊 2009 年第 2 期第 283 页, 汪莹鹤等作者的“随机有限层理论及其在地基沉降可靠度计算中的应用”一文中, 公式 (1)

$$\text{中 } u = \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^s [(1-\bar{z})U_{mn}^i + \bar{z}U_{mn}^{i+1}] \cos k_m x \sin k_n y, v = \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^s [(1-\bar{z})U_{mn}^j + \bar{z}U_{mn}^{j+1}] \sin k_m x \cos k_n y \text{ 系 } u = \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^s [(1-\bar{z})u_{mn}^i + \bar{z}u_{mn}^{i+1}] \cos k_m x \sin k_n y, v = \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^s [(1-\bar{z})v_{mn}^j + \bar{z}v_{mn}^{j+1}] \sin k_m x \cos k_n y \text{ 之误。}$$

(本刊编辑部)