

DOI: 10.11779/CJGE201704003

饱和砂土场地大型爆炸液化现场试验研究

刘汉龙^{1,3}, 王维国², 刘军³, 陈育民³, 杨贵³

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 宁波市交通建设工程试验检测中心有限公司, 浙江 宁波 315124;
3. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098)

摘要: 土体振动液化是岩土工程领域中引人注目的热点问题, 振动及液化引发的房屋倒塌或堤坝溃决将严重危及生命和财产安全。基于室外大型爆炸液化可控试验场地, 开展了一系列饱和砂土中的单点及多点微差爆炸液化试验。介绍了现场爆炸液化试验的主要技术细节, 包括钻孔及布药方式、监测设备及方法、混凝土结构及土质堤坝的设计等。分析了饱和砂土中单点和多点微差爆炸引起的土中孔隙水压力上升规律、爆炸液化的影响因素以及利用多点微差爆炸液化人工制造大面积液化试验场地的实现条件和方法, 并最终开展爆炸液化场地混凝土结构及土质堤坝的变形研究。试验的成功实施为人工制造大型振动液化试验场地的方法提供了参考。

关键词: 饱和砂土; 爆炸液化; 大型现场试验; 孔隙水压力; 混凝土结构; 土质堤坝

中图分类号: TU437 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)04-0601-08

作者简介: 刘汉龙(1964-), 教授, 博士生导师, 主要从事土动力学与土石坝工程方面的研究。E-mail: cehliu@cqu.edu.cn。

Large-scale field tests on blast-induced liquefaction in saturated sand

LIU Han-long^{1,3}, WANG Wei-guo², LIU Jun³, CHEN Yu-min³, YANG Gui³

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400450, China; 2. Ningbo Traffic Construction Project Testing and Inspection Center Co., Ltd., Ningbo 315124, China; 3. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The vibration-induced liquefaction in soils is a notable hottopic in geotechnical engineering. The building collapse and embankment burst induced by liquefaction are fatal for the loss of lives and properties of human beings. A series of blasting tests including single explosive charge and multiple underground blasts with millisecond delays are conducted in a large-scale field site filled with saturated sand. The methods of borehole drilling and charge burying, monitoring equipment, design of concrete structure and embankment, and other technical details about blast-induced liquefaction are introduced. The liquefaction mechanism produced by single shallow-buried detonation or multiple blasts is studied firstly. Then the influence factors on the blast-induced liquefaction are analyzed. Based upon these results, the method to produce a large area of liquefaction condition is determined. Finally, the stability of a concrete structure and a soil-embankment on the liquefaction ground is discussed. The successful implementation of blast-induced liquefaction tests can provide references for artificially producing large-scale liquefaction environment.

Key words: saturated sand; blast-induced liquefaction; large-scale field test; pore water pressure; concrete structure; soil embankment

0 引言

饱和土体液化是岩土工程领域中一个引人注目的热点课题。土体液化通常是指饱和或高含水率的砂土和粉土受到地震、爆炸或振动冲击等作用, 使得孔隙水压力上升而导致土体有效应力下降, 固体颗粒介质逐渐转变为一种黏性流体的变化或行为^[1-2]。液化使土体抗剪强度严重降低, 最终将导致滑坡、地基失效、土坝溃决、埋置结构悬浮、地面不均匀沉降等问题^[3-4]。

相比较地震液化问题的广泛深入研究, 对于爆炸

瞬时激烈动载荷引起的土体液化问题则开展较少, 在工程设计中较少被考虑甚至直接忽略。然而由潜在的化学爆炸事故、建筑工程爆破作业甚至人为爆炸事件引发的爆炸直接冲击及场地振动液化将对爆炸周围构筑体产生不可预计的破坏作用。随着城市化建设的快速发展, 工程爆破、精细爆破作业在城市拆旧和地下

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51379067); 长江学者创新团队发展计划项目(IRT1125)

收稿日期: 2015-10-14

空间快速开挖过程中发挥了重要作用^[5-6]。数量急剧上升的城市地下爆破作业或地下爆炸事故产生的冲击波除对地基土体产生振动之外,还可能会造成高水位砂性土地区的地基土液化,从而对液化地基上的房屋建筑物、防洪堤以及隧道、人防结构造成二次灾害。早在1935年,前苏联境内的Swir-III混凝土填土大坝,完工后不久在上游100 m处进行了爆破作业,几乎在爆破作业完成瞬间,坝体和坝基发生了液化,导致坝体大滑坡,大坝坡度由原来的1:2降低到1:10^[7]。

与地震作用类似,爆炸荷载作用下饱和地基同样会产生喷砂冒水、变形沉降等严重的地基液化震害。Ashford等^[2]、Rollins等^[8]利用多点微差爆炸在原位场地制造人工振动液化环境,分析了土中超孔隙水压力的发展规律,并研究了液化场地中的桩、地下管线的动力响应以及垂直排水系统的性能。Charlie等^[9]进行了水下饱和砂土中爆炸液化试验,研究了初始相对密实度对孔隙水压力上升的影响。周健等^[10]利用小型模型箱进行了小药量饱和砂土中的爆炸试验,通过测定爆炸液化后砂样排出水的体积改变评价了饱和砂的密实效果。王兰民等^[11]在饱和黄土地场开展了爆炸液化的现场试验研究,证实了黄土液化的客观存在性。

中国有不少大中型沿海城市地下水位普遍较高,广泛分布着可液化土,一旦由于地下管道爆炸或工程爆破作业引发土体振动或液化,将对这些区域的工程建筑物的安全产生严重影响。而纵观国内外,在室外可控环境下实施爆炸振动液化及爆炸液化场地建筑物安全评价的研究鲜有报导。基于室外大型爆炸液化试验场地,开展饱和砂土场地单点和多点微差爆炸液化试验研究,以确定饱和砂土场地内发生大面积液化的条件,并在此基础上开展混凝土结构和土质堤坝的爆炸液化灾变试验研究。研究结果对于河堤、水坝、港口工程、高水位土层上的城市建筑和位于沿海滩头、淤泥、水网地带的地下工程的建设和防护都有重要意义。

1 大型爆炸液化试验概况

爆炸液化试验场地位于武汉市东西湖区某农场内。试验开挖坑呈倒置的圆台状,其上、下圆截面直径分别为19, 16 m, 开挖深度为3 m, 如图1所示。采用机械回填级配不良细砂的方式以保证试验材料的可控性。

1.1 炸药

试验选用#2岩石乳化炸药,该炸药具有抗水性强,水下爆轰性能高的优点,特别适用于含水或饱和砂土中的爆炸试验研究。#2岩石乳化炸药的密度为0.95~1.10 g/cm³,爆速达到3600 m/s,猛度大于13 mm,殉

爆距离大于3 cm,单位体积爆燃能量为4.5 GJ。#2岩石乳化炸药在饱和砂土中的等效TNT当量可以近似以水下爆轰试验测定,当量系数取为0.8^[12]。



图1 大型爆炸液化试验场地

Fig. 1 Large-scale test site for studying blast-induced liquefaction

1.2 试验砂土

回填砂土采用长江细灰砂,其基本物理力学性质: $\rho_{\text{sat}}=1835 \text{ kg/m}^3$, $d_{50}=0.18 \text{ mm}$, $C_u=2.11$, $G_s=2.633$,平均黏粒含量小于2%,该回填砂土的级配曲线分别如图2所示。试验实施之前在饱和场地内预设点处进行静力触探试验(图3),以获得土层沿深度方向的初始相对密实度。底架槽钢下部垫放预留孔洞的厚木板,保证试验场地不发生下陷。

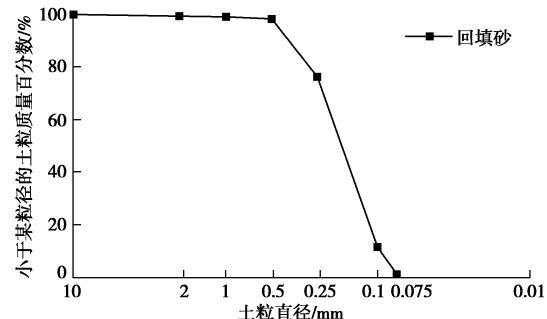


图2 试验回填砂土的级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution of backfilled sand

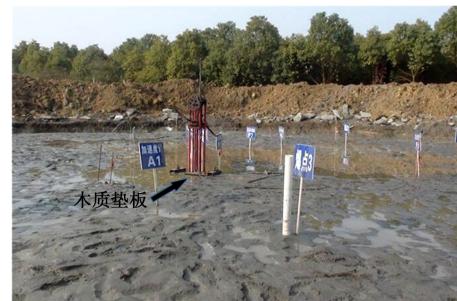


图3 静力触探试验(CPT)

Fig. 3 Cone penetration tests in pit

图4为CPT锥头阻力沿土层深度方向的变化曲线,根据基础设计土体性质估算手册^[13],沿土层深度变化的相对密实度可以表示为关于初始竖向有效应力和CPT锥头阻力的经验函数关系式:

$$D_R = \frac{1.8}{100} \sqrt{\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \text{kPa}}}} \times 100\% \quad , \quad (1)$$

式中, D_R 为回填砂土的初始相对密实度, σ'_{v0} 为土层

某一深度处的初始竖向有效应力 (kPa)， q_c 为 CPT 锥头阻力 (kPa)。根据式(1)计算得到饱和土层的初始相对密实度为 $30\% \sim 35\%$ ，如图 4 所示。若考虑到试验土层的压缩性较高，可以对计算结果进行修正，修正后的平均初始相对密实度取为 $30\%^{[13]}$ 。

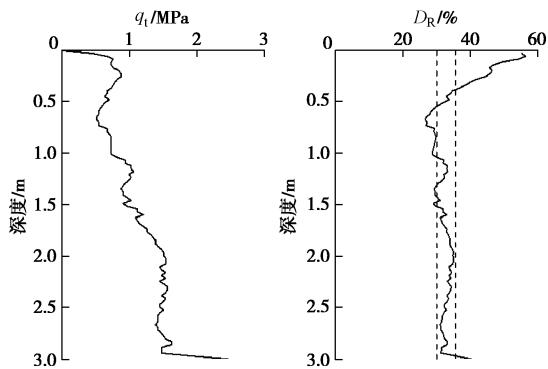


图 4 CPT 锥头阻力及估算得到的土层初始相对密实度

Fig. 4 Typical profiles for CPT and relative density

Kulhawy 等^[13]依据大量现场实测结果，将土层的相对密实度与标贯试验击数 N_1 和砂土的平均粒径 d_{50} 之间建立了经验关系式：

$$\frac{N_1}{D_R^2} = 10.86 \ln d_{50} + 60 \quad . \quad (2)$$

Skempton^[14]和 Beaty 等^[15]给出了相对密实度 D_R 与 SPT 贯入击数 N_1 之间的经验关系：

$$35 < \frac{N_1}{D_R^2} < 60 \quad , \quad (3)$$

$$D_R^2 \approx N_1 / 43 \quad . \quad (4)$$

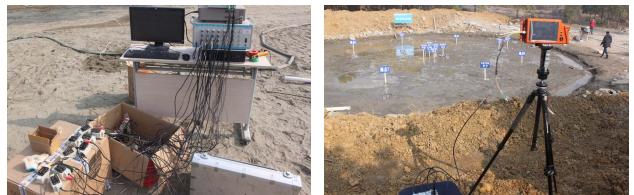
Ohsaki 等^[16]在对不同土体动力性质分析的基础上，建立了砂土动剪切模量 G 与标贯击数 N_1 之间的经验关系式：

$$G = 11.77 N_1^{0.8} \quad . \quad (5)$$

试验场地回填砂土的平均颗粒直径 d_{50} 为 0.18 mm ，因此根据 SPT 贯入击数的经验计算式可以估算得到砂土的动剪切模量 G 的经验值为 34.8 MPa 。

1.3 测试元件及仪器

试验中涉及的测试元件和仪器包括爆破专用孔隙水压力传感器和加速度传感器、高速动态应变采集系统以及高速摄影仪等，如图 5 所示。土中孔隙水压力传感器的埋设方法按如下步骤进行：①场地平整后先将管径为 75 mm 的硬质 PVC 聚合管以旋转取土或水力冲击法打入设计埋设深度以上 $10 \sim 15 \text{ cm}$ ，随后进行管口保护；②蓄水饱和后校核管内深度，将孔隙水压力传感器附于带刻度的木条上插入土内至设计深度后固定；③拔管、回填细砂并捣实，记录传感器的实际埋深，静置 24 h 。



(a) 高速应变采集系统

(b) 高速摄影仪



(c) 孔隙水压力传感器

(d) 三向加速度传感器

图 5 测试元件及仪器

Fig. 5 Sensors and instruments

1.4 试验内容和目的

爆炸荷载作用下土体液化问题是土中爆炸波传播的后效问题，也是土动力学领域研究的一个重要内容。在岩土体爆炸动力学基本理论及土工爆炸试验基础上开展的砂土场地大型爆炸液化效应试验及土体振动及液化灾变的分析，其主要试验内容包括：浅埋单药包爆炸试验（试验 1）、多点微差爆炸液化试验（试验 2）以及全尺寸爆炸液化场地混凝土结构和堤坝变形研究试验（试验 3），如表 1 所示。

表 1 爆炸液化试验设计方案

Table 1 Schemes of blast-induced liquefaction tests

| 试验编号 | 试验设计概况 | 试验内容及目的 |
|------|---|--|
| 试验 1 | 浅埋单药包：实际埋药量 $0.2 \sim 0.4 \text{ kg}$ 、埋深 $0.83 \sim 1.35 \text{ m}$ 。共布置 9 个 CYY2 型岩土爆破专用孔隙水压力传感器 | 研究药量、爆距和药包埋深对超孔隙水压力及土体液化特性的影响；确定药包封闭爆炸条件 |
| 试验 2 | 3 药包微差爆炸：实际埋药量 $0.6 \text{ kg} \times 3$ ，埋深 2 m ，相邻药包起爆延时 110 ms ，埋药半径 6 m ，间隔 90° 布置 | 作为数值计算的验证资料；确定多点微差爆炸液化人工产生大面积均匀液化环境的实现条件和方法 |
| 试验 3 | 8 药包微差爆炸：实际埋药量 $0.6 \text{ kg} \times 8$ ，埋深 2 m ，相邻药包起爆延时 310 ms ，埋药半径 6 m ，间隔 45° 布置 | 验证人工制造大面积液化试验场地的设计参数和方法的合理性；开展爆炸液化场地构筑物及堤坝的稳定性研究 |

2 单点爆炸液化试验（试验 1）

堰塞体、蓄水坝等水位线以下的构筑体实施爆破泄洪时，均可能涉及饱和土中的浅埋药包爆炸液化问题。试验实施前需对场地进行翻晒、回填、钻孔埋管和蓄水，具体操作步骤如下：①试验坑内砂土经重新翻晒并机械回填，如图 6 (a)；②平整场地、药孔定位、药孔和传感器预埋孔的钻设后进行埋管后护管，

如图 6 (b); ③蓄水饱和, 持续 3 周 (如图 6 (c)); ④场地内排水使水位与地表齐平; ⑤校核管内深度、测量并校核孔间相对距离; ⑥埋设传感器后静置 24 h 后进行埋药、布设雷管、调试并进行试验。

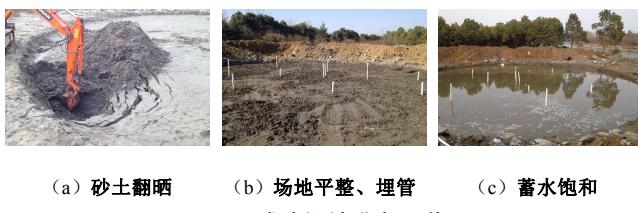


图 6 试验场地准备工作

Fig. 6 Preparatory work for blasting tests

根据药量和埋深设计 6 组浅埋单药包爆炸试验, 实际埋设乳化炸药的药量为 0.2~0.4 kg, 药包比例埋深 (药包埋深 d 与炸药等效 TNT 当量 W_{TNT} 的立方根之比) 为 1.21~2.49 m/kg^{1/3}, 试验药包及传感器布置如图 7 所示。试验中共布置 9 个孔隙水压力传感器, 以记录爆炸过程中不同测点处的超孔隙水压力的变化。

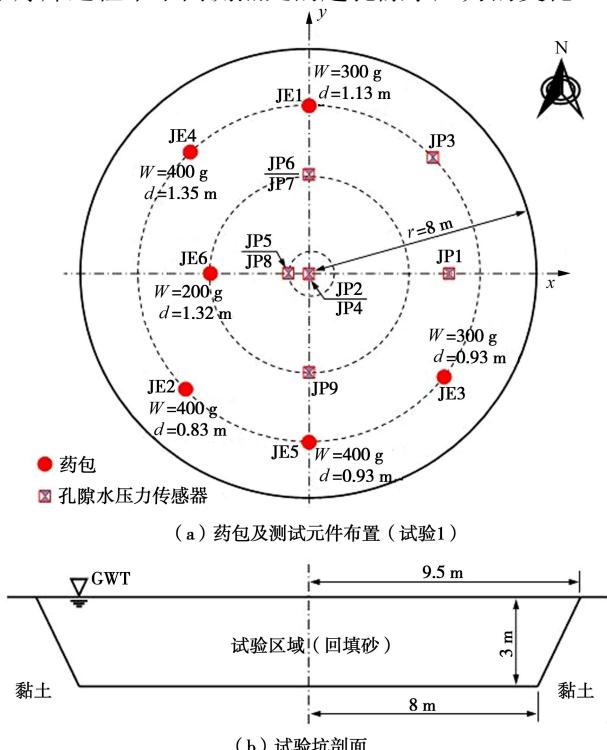


图 7 浅埋单药包爆炸试验布置

Fig. 7 Layout of single shallow-buried detonation tests

图 7 (a) 中 JE5 药孔埋药 $W=0.4 \text{ kg}$, 埋深 $d=0.93 \text{ m}$ (比例埋深 $\lambda=1.36 \text{ m/kg}^{1/3}$)。试验中离药包有效距离最近的孔隙水压力传感器为 JP9 (深度 1.6 m), 该测点处实测的超孔隙水压力时程曲线如图 8 所示。测点 JP9 处的比例距离 (爆距与药包等效 TNT 当量的立方根之比) 为 $4.723 \text{ m/kg}^{1/3}$, 初始竖向有效应力 $\sigma'_{v0}=13.1 \text{ kPa}$, 爆后超孔隙水压力累积上升值 $\Delta u=5.4 \text{ kPa}$ 。饱和砂土中的超孔隙水压力比 r_u 定义为爆后超孔隙水压力累积值 Δu (kPa) 与初始竖向有效应力 σ'_{v0}

(kPa) 的比值^[17], 因此测点 JP9 处的最大超孔隙水压力比为 0.412。根据实测的超孔隙水压力比结果显示, 测点处场地并未达到完全液化的理论界限, 试验过程中场地内并未发生任何明显的液化特征。引起该现象的主要原因是试验药量和埋深均较小, 很大部分爆炸能量直接通过自由面耗散。

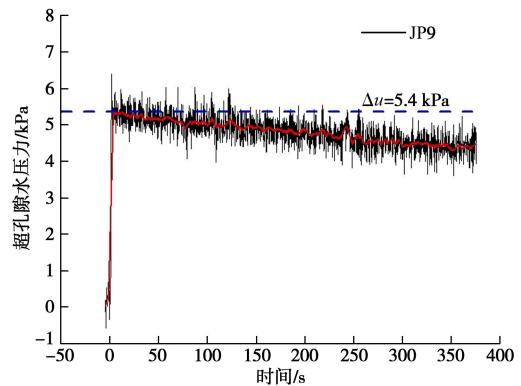


图 8 JP9 超孔隙水压力时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of excess pore water pressure for JP9

图 9 为同药量不同埋深的药包 JE4 和 JE5 爆炸过程中实测的超孔隙水压力比随比例距离的对比曲线。药包 JE4 和 JE5 的比例埋深分别为 $1.97, 1.36 \text{ m/kg}^{1/3}$ 。如图 9 所示, 药包的比例埋深对土中超孔隙水压力比随比例距离的变化具有明显的影响。对比爆点 JE4、JE5 和完全封闭爆炸情况^[17], 当炸药的比例埋深增大时, 同一比例距离处的液化程度更为明显。药包埋深变小时, 部分爆炸能量直接通过自由面耗散, 减小了向药包底部及侧向传递的爆炸能量, 从而使得原本从底部向上的液化势减弱, 因此浅埋爆炸作用下爆炸能的溢出是造成土中超孔隙水压力上升偏小的主要原因。在利用爆炸诱发液化环境的试验中需尽量保证药包的埋深达到或接近其封闭爆炸时的临界比例埋深, 以确保爆炸能量尽可能地作用于土中超孔隙水压力的上升。

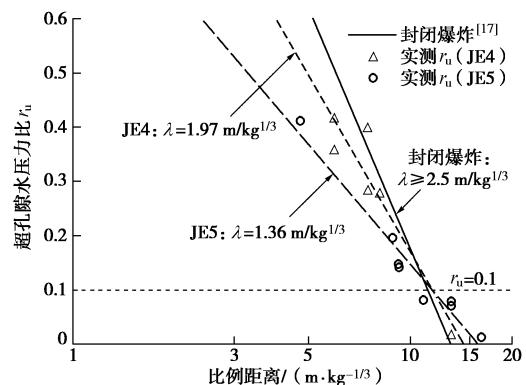


图 9 药包埋深对土中超孔隙水压力比的影响

Fig. 9 Influence of burial depth on observed excess pore water pressure ratio

3 多点微差爆炸液化试验(试验2)

目前开展地震振动及土体液化相关试验多采用振动台、离心机等试验装置, 而大型振动台及离心机设备的试验运行成本较高。近些年随着大型振动液化试验环境的迫切需要, 爆炸技术被逐渐应用于制造大面积液化场地, 并在此基础上开展水利、岩土工程构筑物的灾变分析。利用多点微差爆炸制造液化场地的方法耗时耗材均较低, 经过合理设计的微差爆炸可以产生类似地震振动荷载的环境, 因此被认为是现有试验室振动液化方法的有效补充。

试验场地共布置3个质量均为0.6 kg的^{#2}岩石乳化炸药, 如图10所示。药包的埋深均为2 m, 药包沿半径为6 m的圆弧间隔90°布置, 相邻药包之间按顺时针延时110 ms起爆。

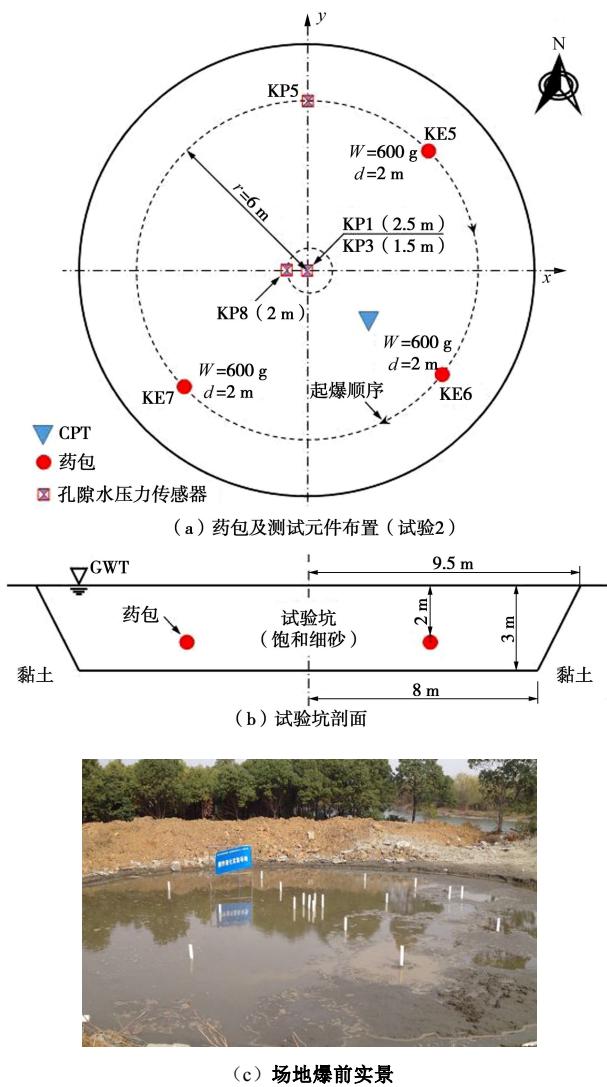


图10 三点微差爆炸液化试验布置图

Fig. 10 Layout of three-blast liquefaction tests

图11为位于场地中心深度分别为2.5 m (KP1) 和1.5 m (KP3) 测点处的实测超孔隙水压力比时程曲

线。小于药包埋深位置的测点处的初始竖向有效应力按实际深度计算。土中超孔隙水压力在爆后瞬间发生剧烈震荡并突跃上升, 峰值超孔隙水压力远大于爆后稳定期的累积超孔隙水压力。

根据图11所示, 测点KP1和KP3处实测的超孔隙水压力比分别为0.83和0.95。虽然测点处实测的超孔隙水压力比未达到理论的完全液化的临界值, 但在爆炸结束后, 距离爆点约2 m范围内的地表出现数个小型砂沸喷涌点, 持续时间达到10 min以上, 即表明在场地浅层局部区域已基本发生液化, 如图12所示。然而场地中心区域并未观测到明显的大面积液化现象, 可能的原因是: 当设计药量偏小、炸药布置间距过大时, 场地中心附近的等效比例距离过大, 而在靠近某个特定药包的区域则可近似看成是单点爆炸问题, 即可能在某个药包附近处产生液化现象。此外, 爆炸液化现象的产生本身是一个具有一定规律的随机过程, 会受到场地内砂土的均匀和松软程度或排水路径等影响, 试验过程中所观测到的液化现象和孔隙水压力也并不一定完全对应。

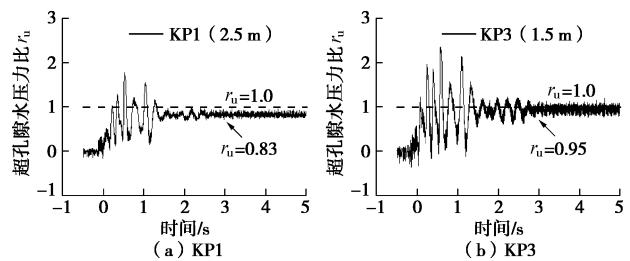


图11 场地中心处实测超孔隙水压力比时程曲线

Fig. 11 Time-history curves of excess pore water pressure ratio for KP1 and KP3 on center

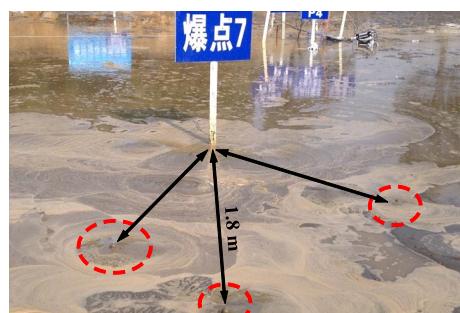


图12 爆点附近的局部砂沸现象

Fig. 12 Sand boils observed near borehole

4 全尺寸爆炸液化场地混凝土结构和堤坝变形研究试验(试验3)

根据饱和砂土场地单、多点爆炸液化试验效果的评价和分析结果, 试验中共设置8个药孔装药量均为0.6 kg的^{#2}岩石乳化炸药包, 埋设半径和深度分别

为 6 m 和 2 m, 相邻药包按逆时针延时 310 ms 起爆, 如图 13 (a) 所示。

整体浇筑的混凝土结构总高 1.6 m, 长宽均为 1.1 m, 其中底部墙体埋入地表深度 0.4 m。土质堤坝分为 3 段填筑, 其中 S1 段: 黏土和砂土混合材料, 同时地表以下 0.5, 0.3 和 0.1 m 深度处采用格栅+土工布进行坝基加固 (图 13 (b)); S2 段: 碎石、黏土和砂土混合材料, 坝基未加固; S3 段: 坝体材料同 S1 段, 坝基未加固。堤坝高度为 0.5 m, 每断面长度 1.2 m, 底边宽度为 1.6 m, 混凝土结构和土质堤坝的布置如图 13 所示。

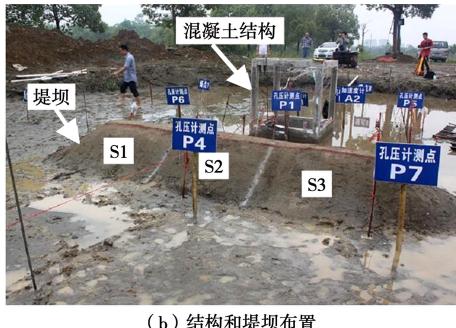
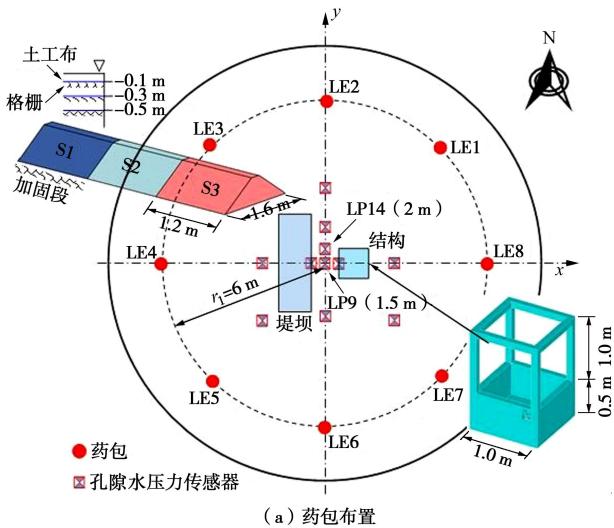


图 13 爆炸液化场地结构和堤坝布置

Fig. 13 Layout of concrete structure and embankment in full-scale blast-induced liquefaction tests

爆后在整个药包布置半径范围内的地表观测到大面积喷砂冒水的液化现象, 如图 14 所示。图 15 为场地中心附近测点 LP9 和 LP14 处的实测超孔隙水压力时程曲线。测点 LP9 和 LP14 的埋深分别为 1.5, 2.0 m, 实测超孔隙水压力最大累积值分别为 14.0, 16.4 kPa。考虑上部荷载引起的测点处的附加应力后, 测点 LP9 处的超孔隙水压力比已达到 1.0, 测点 LP14 处的超孔隙水压力比达到 0.95, 其余监测点处获得的超孔隙水压力比为 0.93~1.00。各监测点处实测的超孔隙水压

力均已接近或超过该处的初始竖向有效应力, 即基本达到了完全液化的状态, 为后续开展液化场地土质堤坝和混凝土结构的灾变试验提供了必要的条件。



图 14 大面积液化场地砂沸现象

Fig. 14 Sand boils in test site after blasting

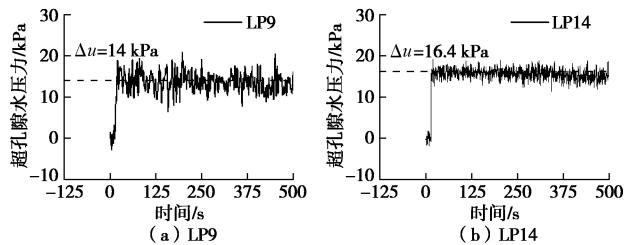
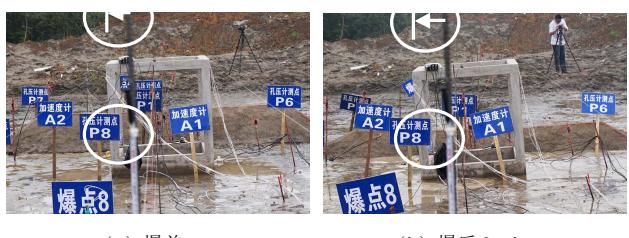


图 15 场地中心附近测点处超孔隙水压力时程

Fig. 15 Time-history curves of excess pore water pressure in test site

图 16 给出了爆炸前后液化场地内混凝土结构的宏观变形情况。如图所示, 爆后短时内, 由于爆炸剧烈振动使得场地内松软饱和土发生挤压沉陷, 导致刚性钢筋混凝土结构发生明显的沉降及南北向倾斜。图 17 为爆后 2 h 内的实测沉降结构南北向倾斜量, 爆后 30 min 是结构沉降以及倾斜发生最明显的阶段, 2 h 时刻结构整体向南面倾斜的水平位移达到 10.4 cm; AD 梁和 BC 梁的竖向沉降分别达到 14.9, 12.6 cm, 几乎达到结构总高的 10%。



(a) 爆前

(b) 爆后 3 min

图 16 液化场地内混凝土结构水平倾斜

Fig. 16 Lateral offset of concrete structure produced by blast-induced liquefaction

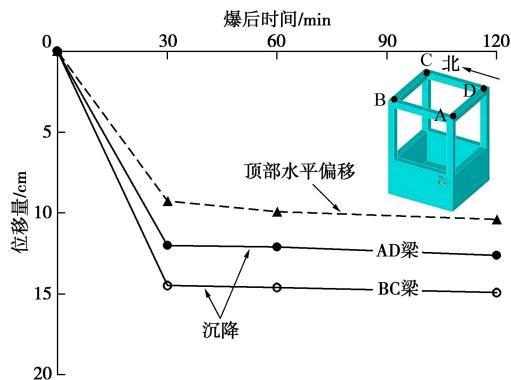


图 17 爆后混凝土结构沉降及南北向倾斜

Fig. 17 Settlements and north-south offsets of concrete structure after blasting

土质堤坝的变形沉降具有明显的时间滞后性, 坝体中间段填筑体(S2)由于掺合了碎石, 具有更大的自重, 因此竖向沉降相对较大; 而S1段坝基采用3层土工格栅+土工布联合加固措施, 对比S3段, 具有较好的抗液化变形性能, 如图18所示。同样, 堤坝的沉降主要发生于爆后30 min以内, 监测各坝段坝顶中部沉降量, 如图19所示。2 h后实测坝基加固段(S1)平均沉降为16 cm, 未加固段(S3)平均沉降21 cm, 即土工格栅+土工布联合加固措施使得堤坝的抗液化沉降性能提高30%以上。

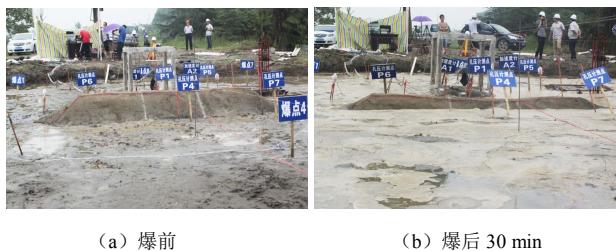


图 18 液化场地内土质堤坝的不均匀沉降

Fig. 18 Differential settlements of embankment on liquefaction site

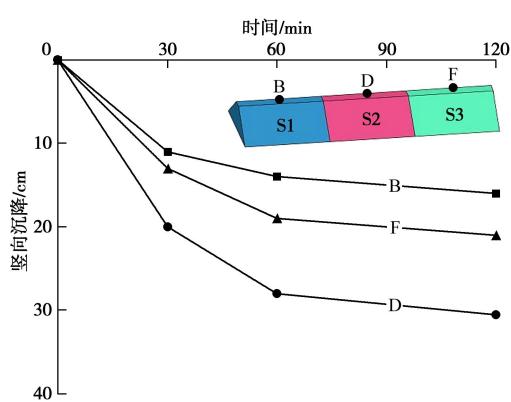


图 19 土质堤坝不均匀沉降

Fig. 19 Differential settlements of embankment

5 结 论

设计的室外大型爆炸液化试验场地采用人工开挖试验坑并回填均匀的易液化松散细砂, 保证试验的可控性及重复性, 适用于开展砂土场地中较大当量炸药的爆炸振动及成坑、爆炸破坏及液化效应等试验。

(1) 根据饱和松砂场地单药包爆炸液化试验, 浅埋药包比例埋深减小, 造成爆炸能量溢出地表, 从而使得土中超孔隙水压力上升趋势减弱, 因此在利用爆炸法诱发液化试验环境时需尽量保证药包达到其发生封闭爆炸的临界埋深。

(2) 根据多点微差爆炸液化试验, 足够的总药量、合理的药包间距以及相邻药包起爆延时等爆炸设计参数是保证场地内发生液化的必要条件。

(3) 通过合理优化爆炸设计参数而实施的多点微差爆炸试验, 获得了大面积振动液化环境。该方法具有经济快速、液化持续时间长等优点, 可用于研究液化场地大型混凝土结构的灾变以及堤坝的变形沉降特性。

参 考 文 献:

- [1] MARCUSON W F. Definition of terms related to liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering, 1978, **104**(9): 1197 – 1200.
- [2] ASHFORD S A, ROLLINS K M, LANE J D. Blast-induced liquefaction for full-scale foundation testing[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(8): 798 – 806.
- [3] CHU D B, STEWART J P, YOUD T L, et al. Liquefaction-induced lateral spreading in near-fault regions during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(12): 1549 – 1565.
- [4] 黄雨, 于淼, BHATTACHARYA S. 2011年日本东北地区太平洋近海地震地基液化灾害综述[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(5): 834 – 840. (HUANG Yu, YU Miao, BHATTACHARYA S. Review on liquefaction-induced damages of soils and foundations during 2011 of the Pacific Coast of Tohoku earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(5): 834 – 840. (in Chinese))
- [5] 高文学, 颜鹏程, 李志星, 等. 浅埋隧道爆破开挖及其振动效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(增刊2): 4153 – 4157. (GAO Wen-xue, YAN Peng-cheng, LI Zhi-xing, et al.)

- Blasting excavation and vibration effects of shallow tunnel excavation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(S2): 4153 - 4157. (in Chinese))
- [6] 言志信. 结构拆除及爆破振动效应研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2002. (YAN Zhi-xin. Study on structure demolition and blast vibration effect[D]. Chongqing: Chongqing University, 2002. (in Chinese))
- [7] 钱七虎, 王明洋. 岩土中的冲击爆炸效应[M]. 北京: 国防工业出版社, 2010. (QIAN Qi-hu, WANG Ming-yang. Impact and explosion effects in rock and soil[M]. Beijing: National Defence Industry Press, 2010. (in Chinese))
- [8] ROLLINS K M. Liquefaction mitigation using vertical composite drains: full scale testing[R]. Washington: Transportation Research Board, 2004.
- [9] CHARLIE W A, BRETZ T E, SCHURE L A, et al. Blast-induced pore pressure and liquefaction of saturated sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(8): 1308 - 1319.
- [10] 周健, 屈俊童, 李怡闻. 爆炸法密实饱和砂的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(增刊 2): 5443 - 5448. (ZHOU Jian, QU Jun-tong, LI Yi-wen. Modeling study on explosive compaction of saturated sand[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(S2): 5443 - 5448. (in Chinese))
- [11] 王兰民, 何开明, 石玉成, 等. 饱和黄土液化的现场爆破地震动试验研究[C]// 第六届全国土动力学学术会议. 南京, 2002. (WANG Lan-min, HE Kai-ming, SHI Yu-cheng, et al. The study on liquefaction of saturated loess by in-situ explosive test[C]// The 6th National Conference on Soil Dynamics. Nanjing, 2002. (in Chinese))
- [12] WANG P, XEI X A, HE W D. Preparation and performance of a novel water gel explosive containing expired propellant grains[J]. Central European Journal of Energetic Materials, 2013, **10**(4): 495 - 507.
- [13] KULHAWY F H, MAYNE P W. Manual on estimating soil properties for foundation design[R]. California: Electric Power Research Institute, 1990.
- [14] SKEMPTON A W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation[J]. Géotechnique, 1987, **37**(3): 411 - 412.
- [15] BEATY M, BYRNE P. UBCSAND constitutive model[OL]. http://www.itasca-udm.com/media/download/UBCSand/UBC_SAND_UDM_Documentation.pdf, 2011.
- [16] OHSAKI Y, IWASAKI R. On dynamic shear moduli and poisson's ratios of soil deposits[J]. Soils and Foundations, 1973, **13**(4): 61 - 73.
- [17] STUDER J, KOK L. Blast-induced excess porewater pressure and liquefaction experience and application[C]// International Symposium on Soil under Cyclic and Transient Loading. Swansea, 1980.

本期广告索引

- 封 2 北京筑信达工程咨询有限公司
 封 3 北京理正软件股份有限公司
 封 4 上海分元土木工程科技有限公司
 后插 1 南京嘉兆仪器设备有限公司
 后插 2 济南普业机电技术有限公司