

文章编号: 1000-7598 (2011) 09-2815-06

黄泛区路基强夯时超孔隙水压力 变化规律试验研究

李晓静^{1,2}, 李术才², 姚 凯³, 祝少纯⁴, 吕国仁²

(1. 山东建筑大学 土木工程学院, 济南 250101; 2. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 济南 250061;
3. 山东大学 土建与水利学院, 济南 250061; 4. 滨州市公路勘察设计院, 山东 滨州 256600)

摘 要: 滨德高速公路所经地区主要由黄河冲积而成, 场区地层以粉土和粉质黏土为主。在试验区不同地层深度处理设孔隙水压力计, 通过观测、分析强夯各个过程中超孔隙水压力的变化规律, 得出以下结论: 在 2 000 kN·m 夯击能的作用下, 第 1~2 遍夯击时最佳夯击数为 8~9 击, 第 3 遍夯击时最佳夯击数为 6~8 击; 夯击后, 浅层的超孔隙水压力基本均大于深层的超孔隙水压力, 消散时间也相对较长, 并且浅层孔隙水压力受夯击影响的水平距离较深层的大; 在 2 000 kN·m 夯击能的作用下, 强夯最大影响深度为 8~9 m, 有效加固深度为 6~8 m, 有效加固深度系数 $\alpha=0.134\sim 0.179$; 6~7 m 深处孔隙水压力水平最大影响距离小于 10 m, 有效影响宽度基本为 5~7 m。

关 键 词: 强夯; 超孔隙水压力; 试验研究; 最佳夯击数; 有效加固深度
中图分类号: TU 472 文献标识码: A

Test study of changing rules of excess pore water pressure during dynamic consolidation at subgrade of expressway in Yellow River flood area

LI Xiao-jing^{1,2}, LI Shu-cai², YAO kai³, ZHU Shao-chun⁴, LÜ Guo-ren²

(1. School of Civil Engineering, Shandong Jianzhu University, Jinan 250101, China; 2. Research Center of Geotechnical and Structural Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China; 3. School of Civil and Hydraulic Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China;
4. Binzhou Highway Survey and Design Institute, Binzhou, Shandong 256600, China)

Abstract: The subgrade of Binde Expressway mainly consist of silt and silty clay. The dissipation rule of excess pore water pressure could reflect the reinforcement effect of soil. Pore water pressure gauges were embedded in the test section. By analyzing the changing rules of excess pore water pressure, some conclusions are drawn as follows. When the test section is struck by the tamping energy of 2 000 kN·m, the best hitting number is 8-9 during the first and second passes; the best hitting number is 6-8 during the third pass. The excess pore water pressure of shallow place is higher than that of deeper place; and the excess pore water pressure of shallow place dissipated slowly. The maximum impacting depth is 8-9 m and the effective impacting depth is 6-8 m; the ratio of the effective impacting depth is 0.134-0.179. The maximum horizontal impacting distance is less than 10 m, and the effective horizontal impacting distance is about 5-7 m.

Key words: dynamic consolidation; excess pore water pressure; test study; best hitting number; effective impacting depth

1 引 言

强夯法又称动力固结法, 由法国工程师 L.Menard 通过大量的工程实践提出。强夯法加固地基因其具有设备简单、施工方便、节省材料、经济易行、适用面广、效果显著等诸多优点而得到广泛应用^[1-3]。

对于饱和土, 孔隙中充满水, 这些水在稳定状态时有一个平衡的压力, 就是孔隙水压力。根据太沙基提出的有效应力原理, 孔隙水压力 μ = 总应力 σ - 有效应力 σ' , 在总应力保持不变时, 有效应力和孔隙水压力可相互转化。当土体受到外力挤压, 土中原有水压力会上升, 上升的这部分压力就是超孔隙水压力^[4]。在强夯作用下, 地基内部将引起超

收稿日期: 2010-04-06

基金项目: 山东省交通科技项目 (No. 2008Y002)。

第一作者简介: 李晓静, 男, 1980 年生, 博士后, 副教授, 主要从事岩土体稳定性的研究工作。E-mail: li8021@163.com

通讯作者: 李术才, 男, 1965 年生, 博士, 教授, 主要从事断裂节理岩体力学特性和锚固机理的研究工作。E-mail: lishucai@sdu.edu.cn

孔隙水压力的迅速增长,超孔隙水压力增长和消散的大小以及速度在一定程度上反映了土体加固效果的好坏^[5-7]。在信息化施工过程中,超孔隙水压力的消散情况还可用来控制强夯的间隔时间^[8]。因此,对强夯作用下地基超孔隙水压力变化规律的研究具有重要的意义。

本文依托滨德高速公路工程,通过试验区超孔隙水压力的观测及分析,能够为强夯施工时最佳夯击数、时间间隔和夯点间距等施工参数的确定提供依据。

2 工程概况

滨德高速公路所经地区主要黄河冲积而成,地表沉积了 10 m 左右厚的泛滥沉积物,形成了特殊的黄河泛滥区的地质地貌条件,是我国一种特殊的区域性地基,这类沉积物以粉土、粉细砂为主,并

夹有软土,结构松散、强度低,是工程建设的不佳地基,需进行强夯加固处理。

试验区地层主要以黄河冲洪积粉土和粉质黏土为主。粉质土层总体较厚,埋藏较浅,地下水位较在原地面以下 2.1 m 左右。试验区各层土质情况见表 1。

3 试验方案

试验区面积为 30 m×30 m,强夯之前预先在不同地层深度埋设孔隙水压力计。根据前期试夯结果,本次试验夯点为梅花形分布,相邻夯点间距为 2.9 m×2.9 m,夯 4 遍。第 1 遍和第 2 遍单夯能量为 2 000 kN·m,夯击数 8~12 击;第 3 遍单夯能量为 2 000 kN·m,夯击数 6~10 击;第 4 遍为满夯,夯击能 800~1 000 kN·m,每点 1~2 击,搭夯 1/3。夯点布置形式见图 1。

表 1 试验区地基物理力学性质指标分层统计表

Table 1 Physico-mechanical properties of soils

层号	层厚 /m	含水率 W/%	重度 γ /(kN/m ³)	孔隙比 e_0	液限 W _l /%	塑限 W _p /%	塑性指数 I_p	直剪		压缩试验	
								c/kPa	φ /(°)	$a_{0.1-0.2}$ /MPa ⁻¹	$E_{s0.1-0.2}$ /MPa
①耕土	0.59	30.1	18.6	0.872	36.2	21.0	15.2	34	14.6	0.33	5.77
②粉土	1.74	25.4	18.9	0.746	27.5	19.1	8.4	22	27.9	0.15	13.43
③粉质黏土	0.99	31.9	18.6	0.905	37.2	21.5	15.8	23	11.3	0.4	5.13
④粉土	1.10	25.1	19.6	0.682	27.5	19.2	8.3	23	27.4	0.13	14.25
⑤粉质黏土	1.13	31.7	18.8	0.885	39.6	22.1	17.5	30	15.5	0.38	5.14
⑥粉土	3.39	26.6	19.5	0.744	35.6	20.3	15.3	37	16.3	0.35	5.40
⑦粉土	1.42	24.7	20.3	0.560	28.0	19.4	8.6	20	27.3	0.14	10.85

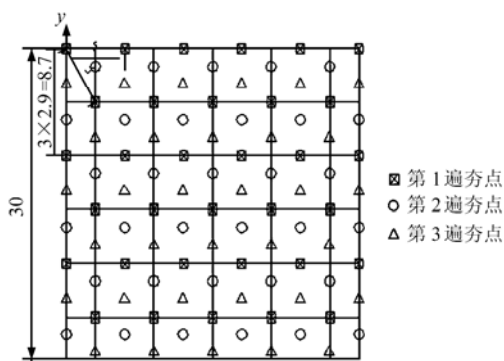


图 1 夯点布置形式图(单位:m)

Fig.1 Layout of tamping points (unit: m)

孔隙水压力计为振弦式,量程为 0.2 MPa,通过监测孔隙水压力计频率的变化计算孔压的变化。在孔隙水压力计埋设之前,对其进行标定和校核,保证测量数据的准确性。在进行强夯之前,埋设好监测仪器后,即对孔隙水压力计进行多次读数,获得稳定时的孔隙水压力数值。夯击某点时,选择其

影响范围内的孔隙水压力计进行读数。夯击过程中,每击夯完后,立刻对孔隙水压力计进行读数并记录;在该点夯击后 2、5、10、30 min、1 h 对孔隙水压力计进行读数并记录;试验区在每遍夯击后(共 4 遍)对所有孔隙水压力计进行读数并记录。间隔读数时间为 1、2、4、6、8、10、12、18、24、48 h;在试验区 4 遍夯击全部完成后,测量 1、3、5、7、10 d 的孔隙水压计读数。

4 试验区超孔隙水压力变化规律分析

用强夯法处理细颗粒饱和土时,强大的夯击能在地基土层中产生强烈的冲击波和冲击力对土体进行加固作用。饱和土土颗粒之间的孔隙内除孔隙水外,土中存在一些微小气泡。每夯击一遍,液相体积和气相体积都有所减少,会导致土体内部有效应力和孔隙水压力的变化,同时使饱和土产生压缩,土体不断密实。

由于监测过程中对孔隙水压力值实行高密度监

测、记录，获得了庞大的数据量。为了清晰、简洁地表明数据所反映的地质和工程信息，本文选取了所测数据中具有代表性的部分典型数据进行分析。

4.1 超孔隙水压力随单点击数的变化规律

图 2~7 列出了试验区超孔隙水压力与单点击数的关系曲线。

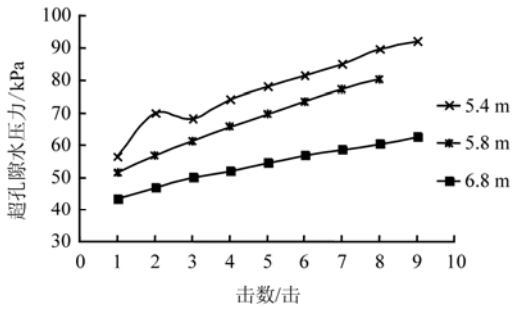


图 2 第一遍夯击时不同深度处超孔隙水压力随夯击数的变化规律 (距夯点中心 2.5 m 处)

Fig.2 Relationships between excess pore water pressure and compaction number (the first pass, 2.5 m from the center)

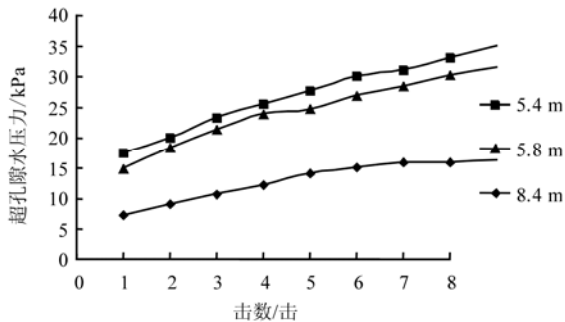


图 3 第一遍夯击时不同深度处超孔隙水压力随夯击数的变化规律 (距夯点中心 5 m 处)

Fig.3 Relationships between excess pore water pressure and compaction number (the first pass, 5 m from the center)

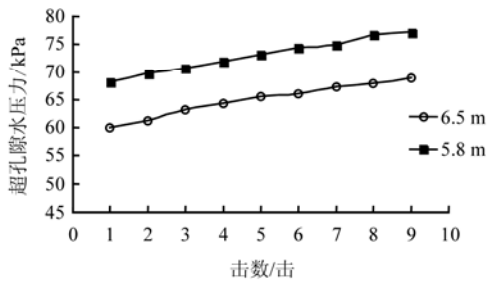


图 4 第二遍夯击时不同深度处超孔隙水压力随夯击数的变化规律 (距夯点中心 3.7 m 处)

Fig.4 Relationships between excess pore water pressure and compaction number (the second pass, 3.7 m from the center)

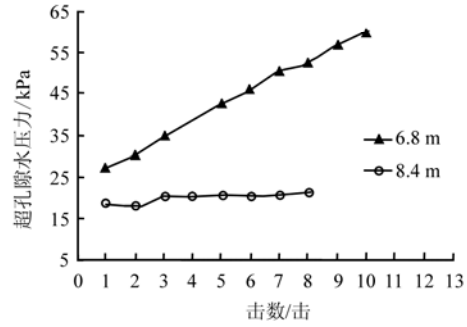


图 5 第 2 遍夯击时不同深度处超孔隙水压力随夯击数的变化规律 (距夯点中心 5 m 处)

Fig.5 Relationships between excess pore water pressure and compaction number (the second pass, 5 m from the center)

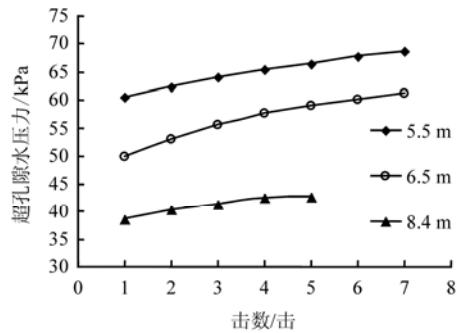


图 6 第 3 遍夯击时不同深度处超孔隙水压力随夯击数的变化规律 (距夯点中心 4 m 处)

Fig.6 Relationships between excess pore water pressure and compaction number (the third pass, 4 m from the center)

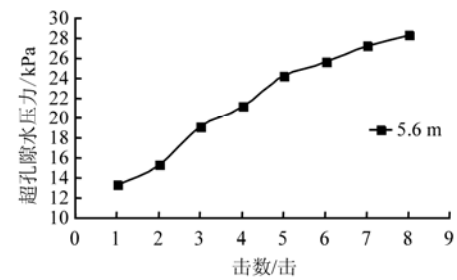


图 7 第 3 遍夯击时 5.6 m 深度处超孔隙水压力随夯击数的变化规律 (距夯点中心 5.2 m 处)

Fig.7 Relationship between excess pore water pressure and compaction number (the third pass, 5.2 m from the center)

经分析,单点夯过程中超孔隙水压有如下规律:

(1) 在 2 000 kN·m 夯击能的作用下,不同深度处的超孔隙水压力随着夯击数的增加而增大,5~7 m 深处增大幅度明显,而 8~9 m 深处增大不明显(见图 2、图 5 及图 6 中 8.4 m 深处的数据)。由此可见,2 000 kN·m 夯击能最大影响深度约 8~9 m,

而有效影响深度应在 6~8 m 之间。

(2) 随着夯击数的增加, 5~8 m 深处的超孔隙水压力增量逐渐变小, 表现在曲线斜率逐渐变小。夯击第 1 遍和第 2 遍时, 5~8 m 深处的超孔隙水压力曲线趋于平缓需要 8~9 击。夯击第 3 遍时, 其超孔隙水压力曲线趋于平缓需要 6~8 击。由于粉土在夯击时容易发生液化, 不能简单的以最后两击夯沉量的平均值作为止夯标准, 故可以根据上述规律来确定最佳夯击次数。因此, 试验区在 2 000 kN·m 夯击能的作用下, 第 1~2 遍夯击时最佳夯击数为 8~9 击, 第三遍夯击时最佳夯击数为 6~8 击。

(3) 随着遍数的增加, 特别是 2、3 遍之间, 超孔隙水压力增量变小的趋势更加明显, 表现为曲线变得更为平缓, 斜率变小。

(4) 总体而言, 在夯击过程中, 较浅地层的超孔隙水压力及其增幅大于较深地层的超孔隙水压力及其增幅。

(5) 相同地层的土体, 前一遍夯击时超孔隙水压力大于后一遍夯击时超孔隙水压力。表明随着夯击遍数的增加土体逐渐密实, 有效应力增加, 从而使得超孔隙水压力逐渐变小。

4.2 超孔隙水压力随时间的变化规律

图 8、9 为超孔隙水压力随时间的变化曲线, 可以发现如下规律:

(1) 随着单遍夯击的完成(一般需要 20 h), 超孔隙水压力也增大到最大值, 之后超孔隙水压力进入了消散的过程。

(2) 第 1 遍夯击后经过 20 h, 超孔隙水压力基本消散 80%左右, 其值基本小于 10 kPa。第 2 遍夯击后经过 30 h 超孔隙水压力消散基本在 80%左右, 经过 40 h 超孔隙水压力消散基本在 85%左右, 其值基本小于 5 kPa。第 3 遍后, 超孔隙水压力消散至低值的时间相对更长, 经过 20 h, 超孔隙水压力消散基本在 60%~70%之间, 其值基本在 8~18 kPa 之间。由此可见, 该地区超孔隙水压力的消散时间比较长, 这与试验区土质以粉土和粉质黏土为主有密切的关系。由于粉质黏土透水性差, 超孔隙水压力不易消散。同时, 上述规律可为强夯时各遍夯击间隔时间的确定提供重要的依据, 夯击时间间隔不应小于超孔隙水压力的消散时间。

(3) 在 3 遍夯击过程中, 浅层的超孔隙水压力大于深层的超孔隙水压力, 其消散的时间也相对较长。在第 1 遍夯击后, 各地层的超孔隙水压力在消散过程中受临近区夯击的影响较大, 即临近区的夯击一定程度上会延长该地层超孔隙水压力的消散。在第

2 遍和第 3 遍后这种影响作用相对减弱。

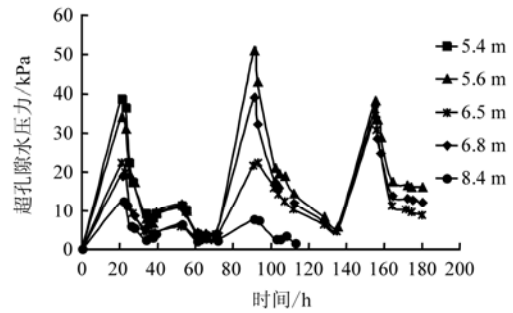


图 8 不同深度超孔隙水压力随时间的变化规律
Fig.8 Relationships between excess pore water pressure and time

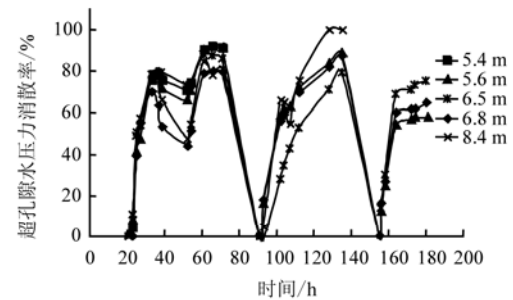


图 9 不同深度超孔隙水压力消散率随时间的变化规律
Fig.9 Relationships between the dissipation rate of excess pore water pressure and time

4.3 超孔隙水压力随水平距离的变化规律

图 10 为试验区最大孔隙水压力变化量(夯击过程中在某深度产生的超孔隙水压力最大值减去超孔隙水压力最小值)与距夯坑中心点水平距离的关系曲线。从图中可以看出: 最大孔隙水压力变化量随着该点离夯点中心距离的增大而迅速降低, 最大影响距离小于 10 m, 有效影响宽度基本为 5~7 m。因此, 建议强夯施工时, 同遍各夯点间距取 5~7 m。

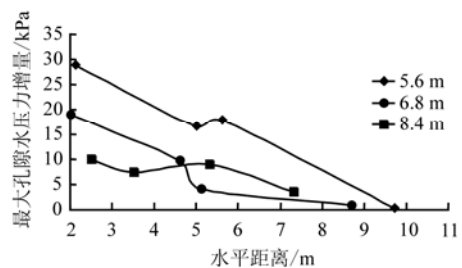


图 10 不同深度最大孔隙水压力增量与距夯坑中心点水平距离的关系

Fig.10 Relationships between the maximum increment of excess pore water pressure and the horizontal distance

浅层孔隙水压力受夯击影响的水平距离较深层的大, 8.4 m 深地层处的孔隙水压力增量随不同距

离的变化差异较小,表明该深度处孔隙水压力在试验中受到的影响较小。

5 试验区强夯有效加固深度的分析

强夯的影响深度和有效加固深度是两个不同的概念,目前关于有效加固深度尚无统一的说法。笔者认为,“影响深度”是指在强夯法处理后的地基中,土性指标有所变化的深度;“有效加固深度”是指在正常的施工条件下,地基土的控制指标满足设计要求的深度。一般来说,强夯的影响深度大于其有效加固深度^[9]。

5.1 强夯有效加固深度 h 的计算方法

强夯有效加固深度 h 通常按 Menard 公式计算,即

$$h = \alpha \sqrt{MH} \quad (1)$$

式中: α 为有效加固深度系数,与土的力学参数有关; MH 为夯击能,其中 M 为夯锤质量, H 为夯锤起吊高度。此外,由于 Menard 公式本身存在量纲不一致等缺陷,缪林昌等^[10]提出了拟静力法确定强夯有效加固深度的公式为

$$Z = \sqrt[3]{\frac{3\eta Pa^2}{0.8\gamma}} \quad (2)$$

式中: η 为夯击效率系数,一般取值 0.5~0.75; a 为夯锤底面半径, γ 为土的浮重度。经该公式计算得到的有效强夯有效加固深度在 7 m 左右,符合本文的现场测试结果。

对于本工程,已知夯击能为 2 000 kN·m,重点是有效加固深度系数 α 的确定。

5.2 有效加固深度系数的确定

对于不同的工程,有效加固深度系数 α 取值不同,它主要与土的力学参数有关。由本文通过超孔隙水压力变化规律获得的有效影响深度在 6~8 m 之间,根据式(1),可推算出试验区 $\alpha = 0.134 \sim 0.179$ 。

为了验证试验获得的有效加固深度系数的正确性,笔者还曾尝试采用量纲分析和 Flac 软件中的动态分析模块计算相结合的方法,获得了有效加固深度系数 α 与土体力学参数的函数关系表达式。计算过程中的基本原理为:假设强夯之后土体中各力学参数自上而下按线性规律变化,并且假设土的阻尼参数保持不变,则求得 α 与各力学参数的关系可以表达如下式:

$$\alpha \sqrt{\rho_0} D = P_0 + P_1 \frac{E_0}{c_0} + P_2 \frac{\delta_E D}{E_0} + P_3 \frac{\delta_c D}{c_0} + P_4 \frac{\delta_\phi D}{\phi_0} + P_5 \frac{\delta_\rho D}{\rho_0} \quad (3)$$

式中: E_0 、 c_0 、 ϕ_0 、 ρ_0 分别为路堤表面土体的变形模量、黏聚力、内摩擦角及湿密度,量纲分别为 [力][长度]²、[力][长度]²、1、[质量][长度]³; δ_E 、 δ_c 、 δ_ϕ 、 δ_ρ 为各参数的变化梯度,量纲分别为 [力][长度]³、[力][长度]³、[长度]¹、[质量][长度]⁴; D 为夯锤的直径,量纲为 [长度]^[11]。

利用平均竖向残余应变来界定影响深度,分析可以最终求得与本试夯路基相关的各系数如下:

$$\alpha \sqrt{\rho_0} D = 0.0014 + 0.007 \frac{E_0}{10^3 c_0} + 0.012 \frac{\delta_E D}{E_0} + 0.012 \frac{\delta_c D}{c_0} + 0.339 \frac{\delta_\phi D}{\phi_0} - 0.082 \frac{\delta_\rho D}{\rho_0} \quad (4)$$

结合表 1 中的现场地质勘察得到的各土层参数,按此公式计算出 $\alpha = 0.154$,与由试验获得孔隙水压力分布规律推求出的 α (0.134~0.179) 较为一致。验证了本文通过超孔隙水压力变化确定有效加固深度的可行性。

6 结 论

(1) 试验区在 2 000 kN·m 夯击能的作用下,第 1~2 遍夯击时最佳夯击数为 8~9 击,第 3 遍夯击时最佳夯击数为 6~8 击。

(2) 夯击后,浅层的超孔隙水压力基本均大于深层的超孔隙水压力,其超孔隙水压力消散至低值的时间也相对较长,并且浅层孔隙水压力受夯击影响的水平距离较深层的大。在超孔隙水压力消散过程中,应注意避免动荷载在表层的震动干扰,防止粉土液化。

(3) 该地区在 2 000 kN·m 夯击能的作用下,强夯最大影响深度为 8~9 m,有效加固深度 6~8 m。试验区有效加固深度系数 $\alpha = 0.134 \sim 0.179$ 。 α 与土的各力学参数之间的关系可用式(4)表示。

(4) 2 000 kN·m 的夯击能对 6~7 m 深处孔隙水压力水平最大影响距离小于 10 m,有效影响宽度基本为 5~7 m。因此,建议强夯施工时,同遍各夯点间距取 5~7 m。

参 考 文 献

- [1] MENARD L, BOROISE Y. Theoretical and practice aspects of dynamic consolidation[J]. *Geotechnique*, 1975, 25(1): 3-18.
- [2] 地基处理手册编写委员会. 地基处理手册[M]. 北京:

中国建筑工业出版社, 1995.

- [3] 和世明, 王永秀. 强夯法施工锤重参数的合理选用[J]. 山西交通科技, 2005, 10: 44—46.
HE Shi-ming, WANG Yong-xiu. The reasonable choice of hammer parameter for dynamic consolidation construction[J]. **Shanxi Science & Technology of Communications**, 2005, 10: 44—46.
- [4] 李允忠, 汪稔. 基坑开挖孔隙水压力变化规律试验研究[J]. 岩土力学, 2002, 12(6): 813—816.
LI Yun-zhong, WANG Ren. Experimental research on law of pore water pressure during foundation pit excavation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, 12(6): 813—816.
- [5] 徐尧, 王延祥. 强夯孔隙水压力回归分析模型[J]. 山东建筑工程学院学报, 2003, 18(2): 21—24.
XU Yao, WANG Yan-xiang. Regression analysis model for excess pore water pressure in dynamic consolidation[J]. **Journal of Shandong Institute of Architecture and Engineering**, 2003, 18(2): 21—24.
- [6] 万良勇. 不同类型孔隙水压力的动力效应研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2002.
- [7] 白冰, 刘祖德. 冲击荷载作用下饱和软黏土孔压增长消散规律[J]. 岩土力学, 1998, 19(2): 33—38.
BAI Bing, LIU Zu-de. Growth and dissipation of pore pressure in saturated soft clay under impact loading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1998, 19(2): 33—38.
- [8] 杨建国, 彭文轩, 刘东燕. 强夯法加固的主要设计参数研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(8): 1335—1339.
YANG Jian-guo, PENG Wen-xuan, LIU Dong-yan. Research of choosing tamping factors for dynamic consolidation method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(8): 1335—1339.
- [9] 刘平. 强夯法有效加固深度的估算[J]. 港工技术, 2003, 40(1): 48—51.
LIU Ping. Calculation of effect consolidation depth in dynamic compaction[J]. **Port Engineering Technology**, 2003, 40(1): 48—51.
- [10] 缪林昌, 刘松玉, 朱志铎, 等. 高速公路液化土与软土交互地基强夯法处理研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 408—411.
MIAO Lin-chang, LIU Song-yu, ZHU Zhi-duo, et al. Research on dynamic compaction treatment of foundation for expressway with interbedded liquefiable soil and soft soil[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2000, 22(4): 408—411.
- [11] 吕国仁. 旧路基拓宽改建沉降开裂机理及强夯工艺研究[D]. 济南: 山东大学, 2008.
- [6] 杨林德, 季倩倩, 郑永来, 等. 地铁车站结构振动台试验中模型箱设计的研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 75—78.
YANG Lin-de, JI Qian-qian, ZHENG Yong-lai, et al. Study on design of test box in shaking table test for subway station structure in soft soil[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2004, 26(1): 75—78.
- [7] 楼梦麟, 王文剑, 朱彤, 等. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000, 20(4): 30—36.
LOU Meng-lin, WANG Wen-jian, ZHU Tong, et al. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2000, 20(4): 30—36.
- [8] 陈清军, 赵云峰, 王汉东, 等. 振动台模型试验中地基土域的数值模拟[J]. 力学季刊, 2002, 23(3): 407—411.
CHEN Qing-jun, ZHAO Yun-feng, WANG Han-dong, et al. Numerical simulation for soil domain in shaking table model test[J]. **Chinese Quarterly of Mechanics**, 2002, 23(3): 407—411.
- [9] 吴波, 李惠. 建筑结构被动控制的理论与应用[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 1997.
- [10] 杨林德, 季倩倩, 杨超, 等. 地铁车站结构振动台试验中传感器位置的优选[J]. 岩土力学, 2004, 25(4): 619—623.
YANG Lin-de, JI Qian-qian, YANG Chao, et al. Optimization of positions of sensors in shaking table test for subway station structure in soft soil[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(4): 619—623.
- [11] 季倩倩. 地铁车站结构振动台模型试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2002.
- [12] 袁文忠. 相似理论与静力学模型试验[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1998.
- [13] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台试验研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2006.
- [14] 徐志英, 施善云. 土与地下结构动力相互作用的大型振动台试验与计算[J]. 岩土工程学报, 1993, (4): 1—7.
XU Zhi-ying, SHI Shan-yun. Large-sized shaking table test and calculation for soil-substructure dynamic interaction[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1993, (4): 1—7.
- [15] 左熹, 陈国兴, 王志华, 等. 近远场地震动作用下地铁车站结构地基液化效应的振动台试验[J]. 岩土力学, 2010, 31(12): 3733—3740.
ZUO Xi, CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua, et al. Shaking table test on ground liquefaction effect of soil-metro station structure under near-and-far field ground motions[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(12): 3733—3740.
- [16] 蒋良滩, 姚令侃, 吴伟, 等. 传递函数分析在边坡振动台模型试验的应用探讨[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1368—1374.
JIANG Liang-wei, YAO Ling-kan, WU Wei, et al. Transfer function analysis of earthquake simulation shaking table model test of side slopes[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(5): 1368—1374.

上接第 2713 页