

吹填土强夯加排水地基处理的数值分析与应用

刘洋, 张铎, 闫鸿翔

(北京科技大学 土木与环境工程学院, 北京 100083)

摘要: 强夯加排水地基处理方法是近年来发展的一种地基处理技术, 在吹填土地基处理方面得到了广泛应用。根据强夯能量耗散分析与土体密实机制, 基于冲击荷载作用下孔隙水压力的发展模式, 建立了强夯加排水地基处理的数值分析模型, 并采用有限差分法进行了求解。采用编写的数值程序分析了强夯过程中超孔隙水压力的发展与土体密实效果, 以及土体渗透系数、单击时间间隔以及砂井间距等对加固效果的影响, 讨论了“重锤少夯”和“轻锤多夯”的差异, 并与工程实例进行了比较。研究表明, 建立的数值模型可以模拟强夯加排水地基处理的施工过程, 较好地反映强夯过程中孔隙水压力的发展变化规律和加固效果。排水措施的设置有利于超孔隙水压力消散和加固深部土体, 进而提高土体加固效果和缩短工期。最后, 根据数值分析结果, 提出了强夯加排水地基处理的合理设计建议。

关键词: 动力固结; 排水; 数值模拟; 吹填土

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

Numerical simulation and application of dynamic compaction with drainage for hydraulic fill deposits

LIU Yang, ZHANG Duo, YAN Hong-xiang

(School of Civil and Environmental Engineering, University of Science & Technology Beijing, Beijing 100083, China)

Abstract: Dynamic compaction (DC) plus drainage is a new technology developed in recent years, especially in improving the hydraulic fill deposits. Based on the analysis of energy dissipation, soil compaction mechanism and the model of pore water pressure generated by impact loading, a simple but effective model is developed to simulate the process of dynamic compaction. A numerical program based on the finite difference method is developed to solve the boundary value problem under the condition of DC plus drainage. Development of pore pressure and the performances of compaction during DC are studied by the numerical results and compared with field data. Some factors affecting the performances of compaction such as hydraulic conductivity, time between impacts and distance of wick drains are discussed. Different effects between number of drops and impact energy per drop are also analyzed. The simulation results indicate that the proposed numerical model can simulate the process of DC with drainage. The development of excess pore water pressure and the reinforcement effect of soil can be predicted correctly. The drainage structure introduced in the DC technique can reinforce the deep soil and shorten the construction period. Finally, a design procedure is proposed to improve the practicality of DC and drainage technique.

Key words: dynamic compaction; drainage; numerical simulation; hydraulic fill deposits

1 引言

强夯(动力固结)已被广泛地应用于工程实践,但其理论研究一直落后于工程实践,通常认为动力固结的过程为:①夯锤冲击地面,能量以地震波的形式向外传播。文献[1-6]对这一问题进行了研究,建立了能量传播的分配关系与衰减方程;②能量衰减引起孔隙水压力上升,文献[7-10]研究了这一过程,建立了能量衰减与孔隙水压力的关系式;③孔

隙水压力消散、土体固结。这一过程可由数值方法求得土体中各点各时刻的超孔隙水压力,用于评价动力固结对土体的加固效果^[11-12]。

近年来,针对低渗透系数的吹填土,为了加快超孔隙水压力的排出、缩短工期,强夯加排水的地基处理方法被越来越多地应用于工程实践,排水可以采用排水板、砂井或者真空降水等多种措施。本文即针对这种地基处理方法,建立强夯加排水的有限差分数值模型,模拟了上述施工过程,讨论了排

收稿日期: 2012-11-27

基金项目: 新世纪优秀人才资助项目(No. NCET-11-0579); 国家自然科学基金项目(No. 51178044)。

第一作者简介: 刘洋, 男, 博士, 副教授, 主要从事土细观力学和砂土液化方面的研究与教学工作。E-mail: imaginably@163.com

水措施的设置对地基处理效果的影响，并与工程实例进行了对比分析。

2 强夯法能量耗散分析与密实机制

2.1 能量耗散分析

夯锤自由下落所带的高能量引起低频地面震动，频率通常在 2~20 Hz 之间^[1]。引发的地面振动以体波（压缩波和剪切波）和表面波（瑞利波）的形式从冲击区向外传播。已有现场试验指出，表面波的衰减取决于如下材料阻尼^[2]：

$$E = E_1 e^{-\alpha(r-r_1)} \quad (1)$$

式中： E_1 为距夯点半径为 r_1 的点所含能量； E 为距夯点半径 r 的点所含能量； α 为取决于材料阻尼的衰减系数。

Miller 等^[3]分析了作用在泊松比 $\nu = 0.25$ 的弹性半空间表面上的垂向荷载的影响（见图 1），这一点荷载被简化为半径为 r_0 的弹性小圆盘表面垂向的大主应力。通过以相对较小的剪切波、压缩波的形式和以瑞利波的形式向外辐射的能量分别占总能量的 26%、7%和 67%。

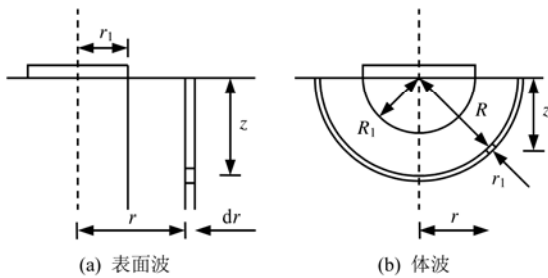


图 1 能量传递与衰减模型

Fig.1 Energy transfer and attenuation model

以冲击中心为原点建立坐标，上述能量分配和衰减关系可用于确定地基中任意点 (r, z) 的能量，其中 r 和 z 分别为对应冲击中心的轴向坐标和纵向坐标。假设从地面散播的能量在沿瑞利波表面半径为 r_1 的圆柱体以及沿体波表面半径为 R_1 的球体范围内没有损失，设半径为 r 的圆柱面上瑞利波所含有的总能量为 $TE_R(r)$ ，半径为 R 的半球面上体波含有的总能量为 $TE_B(R)$ ，则有：

$$TE_R(r) = 0.67WHe^{-2\alpha(r-r_1)} \quad (2)$$

$$TE_B(R) = 0.33WHe^{-2\alpha(R-R_1)} \quad (3)$$

式中： WH 为夯击能量， W 为夯锤重量， H 为夯击高度； α 为取决于材料阻尼的衰减系数。

瑞利波引起的单位体积土体内损失的能量 w_R

由以下公式计算：

$$w_R = \frac{0.67WHFe^{-2\alpha(r-r_1)}(1-e^{-2\alpha dr})}{\pi[(r+dr)^2-r^2]} \quad (4)$$

式中： F 为与该点振幅 z 和瑞利波波长 L_R 之比有关的函数，同时也受到土体泊松比的影响； dr 为土体单元沿振动传播方向的厚度。

体波引起的单位体积土体内损失的能量 w_B 由以下公式计算：

$$w_B = \frac{0.33WHe^{-2\alpha(R-R_1)}(1-e^{-2\alpha dR})}{\frac{2}{3}\pi[(R+dR)^3-R^3]} \quad (5)$$

式中： dR 为土体单元沿振动传播方向的厚度。

需要指出的是，上述公式是建立在弹性半空间的假设条件下，与实际为弹塑性体的地基条件不符，会导致一定误差。

2.2 强夯孔压增长的能量模型

文献[7-10]的研究结果表明，粒状土在循环荷载下出现的超孔隙水压力 Δu 和单位体积土中累积消散的能量存在一定关系。设由能量耗散引起的超孔压比为^[10]

$$\frac{u}{\sigma_0} = K \left[(1-3\lg K_0) \frac{\Sigma W}{\sigma_0} \right]^\beta \quad (6)$$

式中： u 为超孔隙水压力； σ_0 为有效应力； ΣW 为单位土体内消散的总能量； K_0 为固结应力比， $K_0 = \sigma_1 / \sigma_3$ ； K 与 β 均为回归参数。

2.3 孔压消散

采用 Terzaghi-Rendulic 固结方程计算两次夯击时间间隔内和强夯结束后的孔压消散：

$$C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (7)$$

式中： C_v 为固结系数，其计算公式为

$$C_v = \frac{kE'}{2\gamma_w(1-2\mu')(1+\mu')} \quad (8)$$

式中： k 为渗透系数； E' 为土的有效弹性模量； γ_w 为水的重度； μ' 为有效泊松比。

2.4 土体密实机制

在两次夯击间隔时间内，超孔隙水压力随时间消散，同时伴随着土体固结压缩，体积压缩可由下式求出：

$$\varepsilon_v = \int m_v d\sigma' \quad (9)$$

式中： ε_v 为体积应变； m_v 为体积压缩常数； σ' 为有效应力。Seed 等^[11]指出， m_v 取决于超孔隙水压

力比 r_u 和相对密度 D_r , 本文采用如下关系式用于计算强夯后地基的相对密度:

$$\frac{m_v}{m_{v0}} = \frac{\exp y}{1 + y + y^2 / 2}; y = ar_u^b \quad (10)$$

式中: $a = 5 \times [1.5 - (D_r)_{eq}]$; $b = 3 \times 4^{-D_r}$, 对吹填粉土而言, 本文采用 $(D_r)_{eq}$ 代替一般意义的相对密度 D_r [12]; m_{v0} 是加固前土体的体积压缩系数。

3 数值算法与程序

基于上述理论分析, 可以计算强夯过程中能量的输入、耗散以及产生的超孔隙水压力大小、夯击间隔内的孔压消散以及土体密实程度。基于上述算法, 采用 C++编程了程序 PDC & D(program for dynamic compaction and design), 主程序设计流程如图 2 所示。

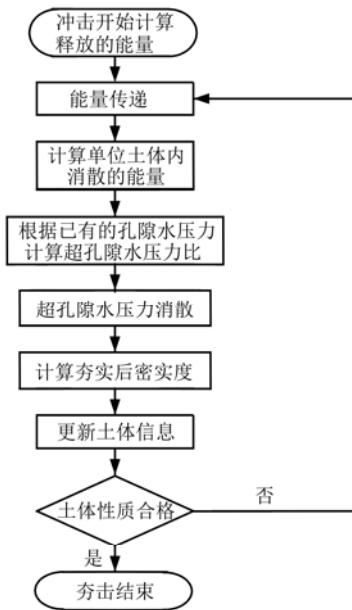


图 2 PDC & D 流程图
Fig.2 Flow chart of PDC & D

程序具体计算过程如下: ①输入强夯参数与吹填土体参数; ②计算出土体自重应力, 调用最大和最小孔隙比、粉粒含量以及相对密度, 计算出初始孔隙比; ③利用式 (4) 与式 (5) 求出单位体积波和瑞利波的消散值, 根据式 (6) 计算能量耗散引起的各点超孔隙水压力比; ④将上一步求得的超孔压比作为初始条件, 利用固结方程求夯击间隔时间内的孔压消散; ⑤由式 (10) 计算固结后的体积压缩系数, 进而求出每次夯击后的相对密度, 评价强夯对土体性质的影响。⑥重复步骤②~⑤, 直至满足设计要求。

孔压消散方程采用有限差分求解[13], 设二维差分网格为 $\Delta x = \Delta z$, 时间步长为 Δt 。计算网格划分与边界条件定义如图 3 所示, 设水平面、砂井(或排水板)及砂井(或排水板)边界为自由透水面, 底面与计算外边界为不透水面, 假设水向砂井和水平面渗流。

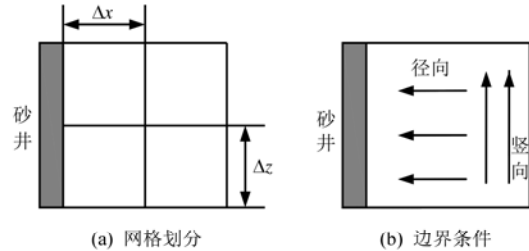


图 3 计算网格划分及边界条件
Fig.3 Computational grid and boundary conditions

程序未考虑吹填土的空间不均匀性, 在计算时将强夯影响深度内的土体视为均匀分布土层。此外, 采用的评价加固效果的指标是土体夯击前后的相对密度。而对于软土的其他强度参数, 如土体比贯入阻力、土体变形模量等可由相对密度反算确定[14], 具体算法此处不再赘述。

4 数值算例与结果分析

4.1 施工参数

设强夯参数: 重锤为 25 t, 下落高度为 20 m, 每遍夯击 24 次, 冲击中心与砂井距离为 8.5 m, 两次夯击间隔时间为 2 min; 土体衰减系数为 0.05 m^{-1} , 瑞利波波长为 15 m, 饱和重度为 18.5 kN/m^3 , 干重度为 14.5 kN/m^3 , 地下水位为 2 m, 最大和最小孔隙比分别为 2.100、0.627, 土体渗透系数取 10^{-7} m/s , 粉粒含量为 0.25%, 夯击点布置见图 4。

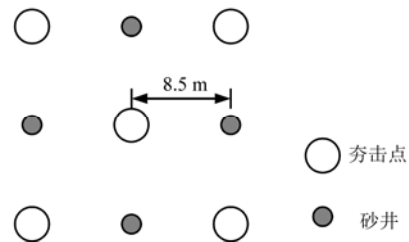


图 4 算例夯击点布置示意图
Fig.4 Pattern of impact grid in sample

4.2 超孔隙水压力分析

限于篇幅, 取第 1 击、13 击和 23 击前后的超孔压比作分析, 用 Matlab 对计算结果进行可视化处理, 如图 5 所示, 图中横坐标为距砂井的距离, 纵

坐标为深度。

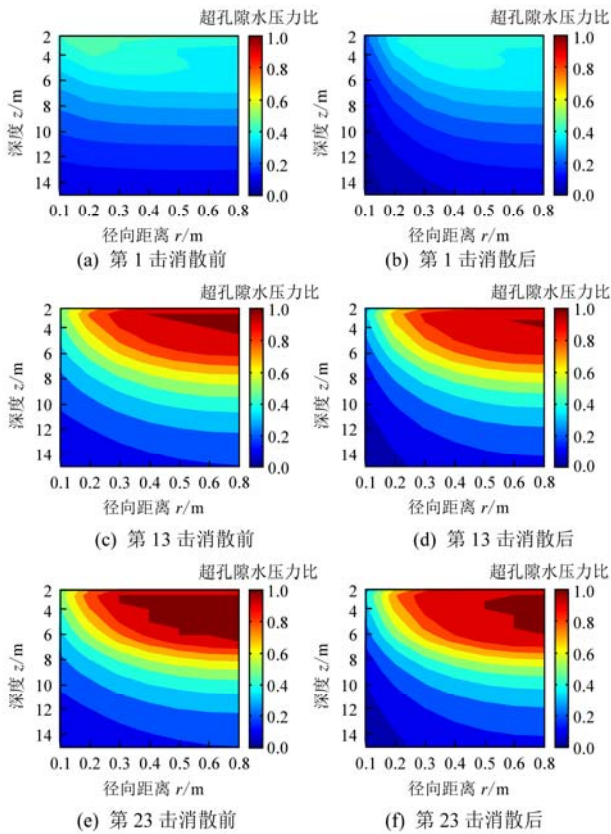


图 5 不同时刻的超孔压比分布图
Fig.5 Distribution of excess pore water pressure ratio at different times

从图中可以看出，夯击初始阶段，在两次夯击时间间隔内，孔压有明显的消散。多次夯击后超孔隙水压力较高的区域主要集中在远离砂井的地方且消散缓慢，这直接影响到土体的加固效果。下一次夯击将会使超孔隙水压力未完全消散的区域内孔隙水压力继续上升。

从孔压分布整体分析，左下角区域离夯点距离最远且靠近砂井，超孔隙水压力最低，多次夯击之后超孔隙水压力分布变化仍不明显，相反在右上角区域靠近夯点且离砂井较远，超孔隙水压力较高，超孔隙水压力不能及时消散并逐渐累积，最后达到液化状态，随着夯击的进行，液化面积逐渐增加。

在第 13 击结束后，深度 3.0 m 处出现超孔隙水压力比为 1.0 的点，此处发生液化，到 23 击时已有约 1/10 的区域达到液化。同时由于这些区域内超孔隙水压力消散缓慢，更多的夯击对此区域的加固作用已微乎其微。

为了详细分析强夯过程不同区域超孔压的发展过程，选取深度为 3.0 m 的两点 A(0.1,3.0)和 B(0.6,3.0)，分析每次夯击前后的超孔压比曲线，

如图 6 所示。

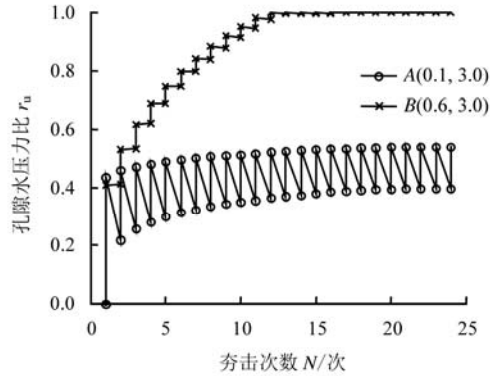


图 6 夯击次数与超孔隙水压力比关系图
Fig.6 Relationships of excess pore water pressure ratio and number of drop

从图中可以看出，对于 A 点每次夯击后超孔隙水压力上升，在两次夯击间隔的 120 s 时间内，超孔压消散，下一次夯击时未消散完全的超孔隙水压力在夯击作用下再次上升，然后重复消散这一过程，多次夯击后超孔隙水压力在一定值范围稳定波动，但未达到液化状态。而对于 B 点其距离砂井较远，在两次夯击间隔的 120 s 时间内超孔隙水压力没有明显变化，甚至在前 4 击，超孔压比随着时间逐渐增加。随着夯击次数的增加，超孔压比逐渐增加直到达到 1.0，此时土体已完全液化。

4.3 加固效果分析

计算区加固前后的相对密度等值线如图 7 所示。从图中可以看出，等密度线呈有规律的折线分布，且夯击前后等密度线向计算区的右下方移动，这表明：①夯击后土体相对密度有所增加，地基得到了加固；②夯击点处浅部土体加固效果明显，砂井周围深部土体加固效果较好。

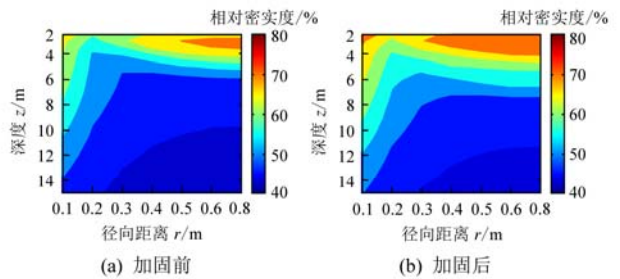


图 7 夯击前后相对密度分布图
Fig.7 Distribution of relative densities before and after compaction

这个结果很有意义，靠近砂井周围的土体虽然没有液化，但小幅孔压逐步消散而引起的土体固结也达到了较好的加固效果，且有利于加固深部土体，这一结论为设计强夯加固深度提供了参考。

数值计算结果表明，对于强夯加排水的地基处理方法，由于排水措施的设置，在离砂井较远处，夯击过程中超孔隙水压力的上升和消散都较为明显，多次夯击后趋于某一稳定值，这样的条件有利于动力固结，并且砂井的存在有利于提高加固深度。对于远离砂井排水条件较差的点，超孔隙水压力消散缓慢，多次夯击引起的超孔隙水压力上升逐渐累积，土壤液化，液化区的存在阻碍了加固深度的进一步发展。

5 强夯加固效果的影响因素分析

5.1 土体渗透系数对夯击结果的影响

由于土体颗粒重组主要发生在超孔隙水压力的消散过程中，可以预见超孔隙水压力消散越快，夯击效果越好。邓通发等^[15]就渗透系数对饱和土强夯效果影响做了一定研究。该文在研究中指出，总的来说，渗透系数的增大将提高夯击完成后土体的相对密实度，且在渗透系数相对较大时，渗透系数的变化对夯击完成后相对密实度的影响也较大。

本文在数值模拟中，将渗透系数取 10^{-7} 、 10^{-8} m/s，其他参数同算例，超孔压比随击数变化曲线如图 8 所示，加固后土体相对密实度等值线图如图 9 所示。

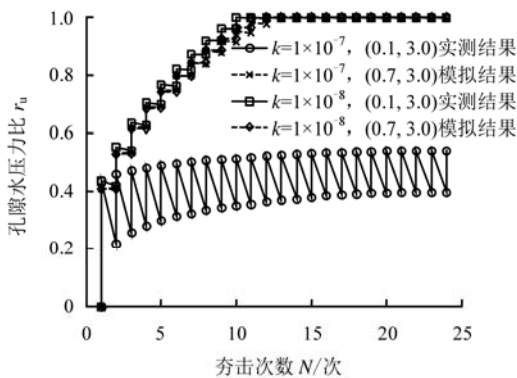


图 8 不同渗透系数的超孔压比曲线
Fig.8 Excess pore pressure ratio curves for different permeabilities

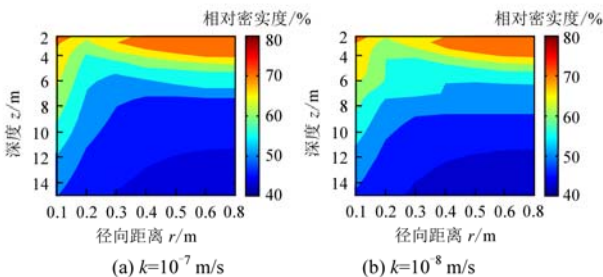


图 9 加固后不同渗透系数下的土体相对密实度
Fig.9 Relative densities after compaction for different permeabilities

从图中可以看出，土体渗透系数为 10^{-7} m/s 的情况下，靠近砂井的点排水性能较好，多次夯击之后超孔隙水压力比在两个稳定值之间上下波动；远离砂井的点排水性能较差，因此，超孔隙水压力消散不明显，多次夯击之后达到液化状态。而在土体渗透系数为 10^{-8} m/s 的情况下，即使是靠近砂井的点排水性能也很差。从模拟的结果可以看出，选取的两点的消散作用都不是很明显，在几次夯击之后均迅速达到液化状态。

从相对密实度等值线的比较可以看出，等值线较大值所围面积有所减小，说明加固作用有所下降，但从整体看，对整个土体相对密实度的影响仍然很有限。

5.2 夯击间隔时间对夯击结果的影响

超孔隙水压力的消散程度直接影响到强夯对土体的加固效果，夯击间隔时间在算例中取 2 min，这里选取 3 min 和 4 min，其余参数同算例。不同夯击时间间隔的超孔隙水压力比与夯击次数关系如图 10 所示。夯击完成后的相对密实度图如图 11 所示（其中 2 min 的结果见算例）。

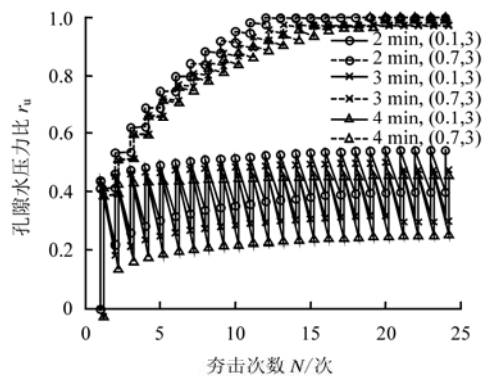


图 10 不同夯击间隔时间的超孔压发展曲线
Fig.10 Excess pore pressure ratio curves for different impact intervals

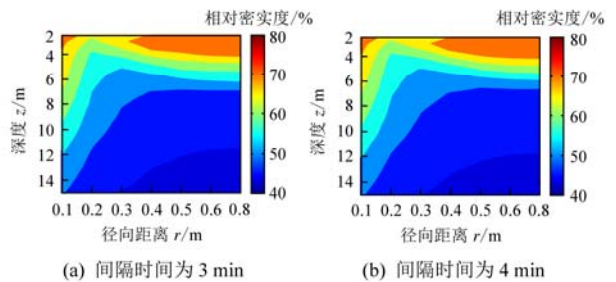


图 11 不同夯击间隔时间土体加固效果比较
Fig.11 Reinforcement effects for different impact intervals

从图 10 中可以看出，对靠近砂井透水性较好的点，多次夯击之后超孔压比会趋近于某一定值，且

随夯击间隔时间增加而减小,也就是说,在 2~4 min 这段时间里,这些点的超孔压仍继续消散;而对透水性能较差的点,多次夯击之后土体发生液化,夯击间隔时间对这些点的超孔压发展影响不大。

从图 11 中可以看出,随着夯击间隔时间增加,夯击完成后土体相对密度有所上升,但提升并不明显。即在初始给定的 2 min 消散时间里,超孔隙水压力消散已基本完成,这说明在渗透系数一定的吹填土中,有一个最优的夯击间隔时间,在工程实践中没有必要留出更长的夯击间隔,否则将造成工期无意义的延长。

5.3 砂井与夯点距离对加固效果的影响

在强夯加排水的地基处理方法中,砂井(或排水板)的设置很重要,排水措施的存在是区别于一般强夯的主要特点。正方形布置时,砂井影响范围为正方形。为了简化计算,每一砂井影响范围均化作一个等效圆看待,则等效圆直径 d_c 与砂井间距 l 之间的关系为 $d_c = 1.13l$ 。径向平均固结度计算公式为^[16]

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8T_h}{R_f}} \quad (11)$$

式中: U_r 为径向平均固结度; T_h 为径向固结时间因数, $T_h = C_h t / d_c^2$, C_h 为水平向固结系数; R_f 为综合参数,与井径比有关。

可以看出,当固结时间和砂井和土体本身性质不变的情况下,固结度随砂井间距的增加而减小。而固结度与固结效果处于正相关关系,也就是说,随着砂井间距的增加,固结效果会逐渐降低。

数值计算中砂井间距从 1.0 m 开始,每隔 0.5 m 进行一组模拟计算直到间距达到 10.0 m,共 19 组数据。为简便起见,取间距 1.5、5.0、8.5、10.0 m 的 4 组数据绘制加固后的相对密度分布,如图 12 所示。

从图中可以看出,当砂井与夯点较近(如 1.5 m)时,相对密度最大的点主要分布在图中的左上角区域。该处接近夯点,受到的冲击影响最大,超孔隙水压力上升较高;此外,该处既靠近土体自由面,又靠近砂井,排水条件好,土体固结效果较好。

虽然右上角土体超孔隙水压力比较大,但由于排水性能略差,在距离 1.5 m 处超孔隙水压力差别较大。但当砂井与冲击中心距离增大时,这种差别逐渐减小。在径向距离 5.0 m 处差别已经不明显,8.5 m 处已完全消失。

从图中还可以看出,当砂井与夯点距离较小时,整个土体的固结效果都非常明显,几乎所有区域的相对密度都有明显提高,其等值线图与夯击前有较大变化。当砂井与冲击中心距离较大的情况下,

等值线分布形式与夯击前没有明显变化。

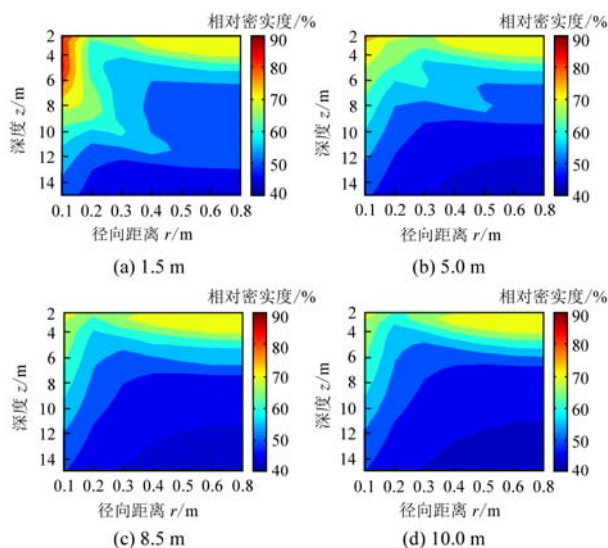


图 12 不同砂井-夯点间距的相对密度分布
Fig.12 Relative densities for different spaces between compact point and sand well

随着砂井与夯点距离的增加,土体内各点的相对密度变化各有不同,此处取 5 个点(0.3, 4.0), (0.3, 6.0), (0.3, 8.0), (0.4, 6.0), (0.5,6.0), 分析其在不同砂井与夯点间距下的相对密度计算结果,如图 13 所示。

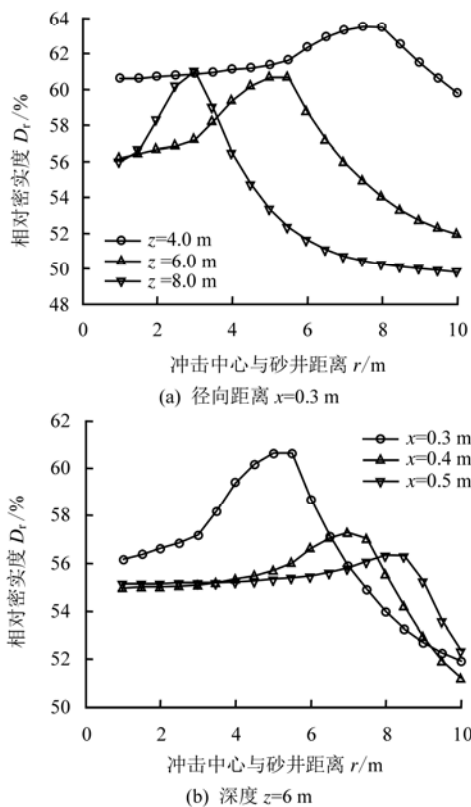


图 13 加固效果随砂井至夯点间距变化图
Fig.13 Reinforcement effects for different spaces between compact point and sand well

从图中可以看出:①在同一夯点至砂井间距下,随着深度增加,最佳距离减小;②相同深度位置的土体随着其与砂井中心水平距离增加,最佳距离增加;③对于土体中任意点,都有某一最佳距离。当夯击中心与砂井距离为此最佳距离时,加固效果最好,因此,在工程实践中应充分考虑各个深度的土层性质,选取最佳距离。

5.4 夯击能量对加固效果的影响

增加两组对比试验,一组将夯击高度降为算例的一半,另一组将夯击高度增加一倍,图 14 是点(0.7,3.0)处的超孔隙水压力比与夯击次数的关系图,图 15 为加固后的相对密度分布图。

从图中可以看出,能量较低的夯击产生的超孔隙水压力比也较低,即使是对于排水性能较差的点,如(0.7, 3.0),在夯击 24 次之后仍然没有达到液化,而能量较高的夯击中,点(0.7, 3.0)在第 12 次夯击之后即达到了液化。此外,夯击能量减半后,相对密度较低的区域面积明显增加,而夯击能量增加后,土体相对密度也有较明显提高,但能量提高到一定程度后其加固效果增长缓慢。

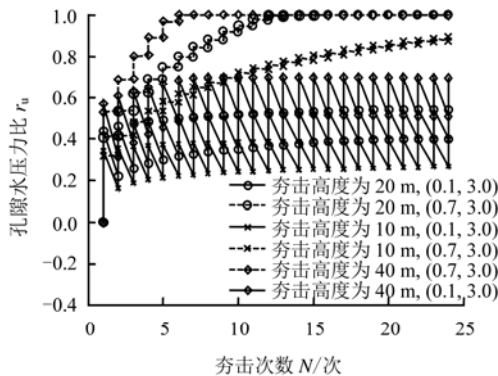


图 14 不同夯击能量的超孔隙水压力比发展图
Fig.14 Excess pore pressure ratios for different drop energies

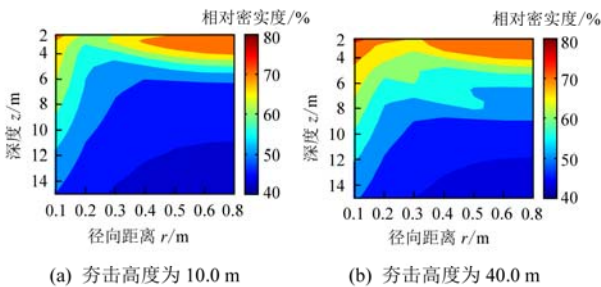


图 15 不同夯击能量的相对密度分布图
Fig.15 Distribution of relative density after compaction for different drop energies

5.5 “重锤少夯”和“轻锤多夯”讨论

在夯击能量一定的条件下,工程中常遇到的问题是选择“重锤少夯”还是“轻锤多夯”,即单次夯击能与夯击次数的取舍问题。

将算例中夯锤质量增加 1 倍,夯击次数减半,其余参数不变,取距砂井较近和较远的两点分析其孔压发展规律,超孔隙水压力比与夯击次数关系如图 16 所示。由于单击夯能增加,超孔隙水压力比上升值要高于算例,但由于夯击间隔时间未变,两次夯击之间超孔隙水压力不能完全消散,随后的夯击又将在在此基础上进行叠加,超孔隙水压力比逐渐增大。

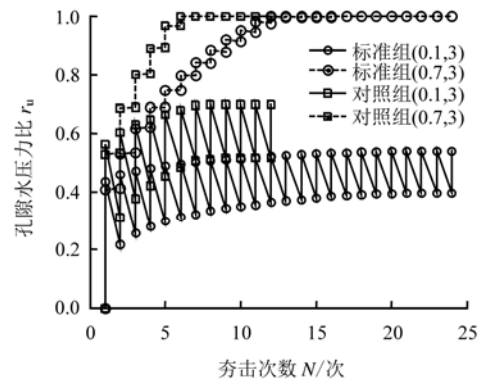


图 16 不同单击能量的超孔压发展图
Fig.16 Excess pore pressure ratios for different one-drop energies

对排水性能较好的点而言,提高单击能量 2 倍后孔隙水压力比与算例中两次夯击后的值并不重合,也不是两次夯击后的叠加。而对于排水性能较差的点,提高单击能量 2 倍后孔隙水压力比上升的值约与算例中两次夯击上升的值相等。

在总夯击能量一定的条件下,随着单击能量的提高,两击之间超孔压消散的时间会增加,若单击能量过高和夯击间隔时间不足,会导致土体超孔隙水压力消散不完全,特别是在含泥量较高的吹填土中,要注意控制单击能量不能过大,以免造成土体结构的完全破坏或者形成“橡皮土”。

6 工程实例分析与设计建议

6.1 工程实例

工程位于上海某新城大面积吹填土道路地基加固工程中,使用了排水+动力固结技术^[17]。拟建道路现状表层为近代围海造田和人工湖开挖吹填形成的吹填土,厚度一般为 0.5~3.8 m,局部厚约 6.0~7.0 m,其形成时间短,具有含水率高、孔隙比大、

强度低、含粉粒较高等特性。吹填前的原场地表层分布为滨海沉积的淤泥质黏土层，该层土厚度分布不均且工程性质较差，厚度在 0.4~2.8 m，埋深在 0.5~3.8 m。地基处理主要针对上覆吹填土进行加固处理。

现场试验分为 A1~A4 共 4 个小区，每个小区长×宽均为 60 m×54 m，采用 3 遍降水、3 遍强夯的施工工艺。夯点间距为 4 m×4 m，第 1 遍点夯，单点夯击能 400~600 kN·m，击数为 1 击；第 2 遍点夯，单点夯击能 800~1 000 kN·m，1~2 击；第 3 遍普夯，单点夯击能 800~1 000 kN·m。夯点与砂井布置如图 17 所示。

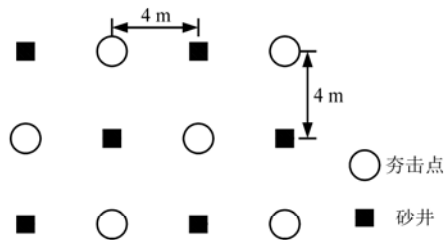


图 17 试验区夯点与砂井布置图
Fig.17 Arrangement of compact point and sand well at experiment area

根据强夯法的影响深度计算公式 $d_{max} = n\sqrt{WH}$ ， n 为与土体有关的系数，根据土体的类型和饱和情况可取 0.35~0.60，该实例中强夯的影响深度约在 6.0 m 左右。在影响深度内含泥量较高，但均匀的吹填土可以用本文模型进行分析。

选取场地 A1 进行强夯数值模拟，并与现场实测数据进行对比，模拟结果如图 18 所示，图 18(a) 为超孔隙水压力比随时间的变化曲线，其中实线是测量结果，虚线是模拟结果。图 18(b) 是加固前后的土体相对密度随深度变化图，其中圆点实线是加固前的曲线，三角形标点实线是根据静力触探和标准贯入试验换算的实测相对密度，虚线是模拟结果。

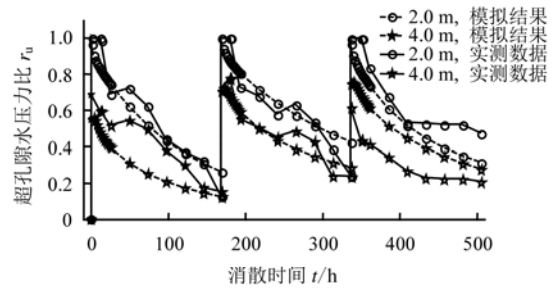
从图中可以看出，吹填土中的超孔隙水压力变化过程与相对密实度的模拟结果与现场实测数据大致吻合，说明采用本文提出的理论和数值方法是有效的。

6.2 强夯地基处理设计建议

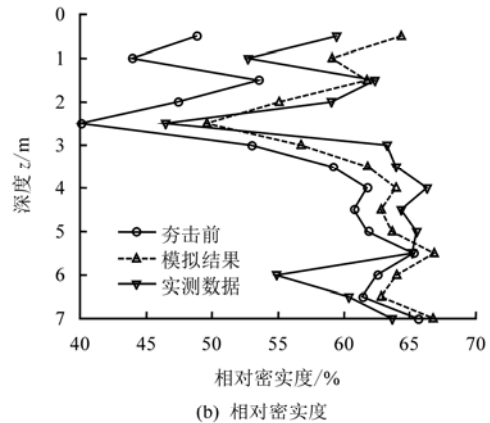
工程实践表明，排水措施的设置有利于加快土体固结，这一点很早就被意识到了，但排水措施的设置还有另外一个重要作用，就是可以有效调节加固深度和加固范围。

在强夯施工参数的选取中，增加夯击能量、单

击间隔时间也可达到上述效果，但实践中过大的冲击能可能使软弱土体破坏而造成相反的结果。砂井的间距对固结效果的影响虽然较为复杂，但可通过选择一个较合理的砂井间距，通过其调节作用使原有的软弱土层，特别是软土夹层可以得到较好的加固。



(a) 超孔隙水压力比



(b) 相对密实度

图 18 数值模拟与实测结果对比
Fig.18 Comparison between measured and simulated results

实践中需根据现场勘察结果、预期加固目标、经济性等合理选择夯击间隔时间、夯击能及砂井间距。在进行大面积施工或者试夯前，采用如图 2 所示的流程进行数值分析，并选择合理的施工参数，通过现场试夯调整并确定大面积施工参数，避免做多组平行试验而带来的浪费与工期拖延，这在实际施工中很有意义。

7 结 论

(1) 数值结果和实例分析表明，建立的数值模型可以近似反映强夯过程中孔隙水压力的发展变化过程和加固效果，能够较好地模拟低渗透吹填土强夯加排水地基处理的施工过程。

(2) 排水措施的设置有利于超孔隙水压力消散和加固深部土体，进而提高土体加固效果和缩短工期。在夯击能一定的条件下，存在一个最优的夯点至排水点间距，具体实践中应根据土层变化与加固

深度要求, 选择最优的夯点至排水点距离和排水深度。

(3) 夯击时间间隔、夯击能影响因素分析结果表明, 总夯击能的增加会提高土体的液化程度, 改善加固效果。随着单击能量的提高, 超孔压消散的时间会增加, 在具体工程实践中, 应根据排水设置情况、吹填土性质以及加固要求选择合理的单击能量和夯击次数。特别是在含泥量较高的吹填土中, 要注意控制单击能量不能过大, 以免形成“橡皮土”。

(4) 实践中, 可以根据不同场地吹填土的厚度和土性情况以及设计要求, 通过不同参数组合的数值分析, 优化选择合理的强夯参数, 在此基础上进行现场试夯调整, 并最终确定大面积施工参数。

参考文献

- [1] MAYNE P W. Ground vibrations during dynamic compaction[C]//Vibration Problems in Geotechnical Engineering. New York: [s. n.], 1985: 247—265.
- [2] DOWDING C H. Construction vibrations[M]. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1996.
- [3] MILLER G F, PURSEY H. On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid[J]. **Proceedings of the Royal Society of London(Ser. A)**, 1955, 233(1192): 55—69.
- [4] MEEK J W, WOLF J P. Cone models for nearly incompressible soil[J]. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 1993, 22(8): 649—663.
- [5] RICHART F E, WOODS R D, HALL J R. Vibrations of soils and foundations[M]. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1970.
- [6] NASHED R. Liquefaction mitigation of silty soils using dynamic compaction[D]. Buffalo: The State University of New York at Buffalo, 2004.
- [7] DAVIS R O, BERRILL J B. Energy dissipation and seismic liquefaction in sands[J]. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 1982, 10(1): 59—68.
- [8] LAW K T, CAO Y L, HE G N. An energy approach for assessing seismic liquefaction potential[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1990, 27(3): 320—329.
- [9] THEVANAYAGAM S, KANAGALINGAM T, SHENTHAN T. Contact density-confining stress-energy to liquefaction[C]//15th ASCE Engineering Mechanics Conference. New York: Columbia University, 2002.
- [10] 曹亚林, 何广讷, 林皋. 土中振动孔隙水压力生长程度的能量分析法[J]. 大连理工大学学报, 1987, 26(3): 83—89.
CAO Ya-lin, HE Guang-na, LIN Gao. An energy approach for analysing the development of cyclic pore water pressure[J]. **Journal of Dalian Institute of Technology**, 1987, 26(3): 83—89.
- [11] SEED H B, MARTIN P, LYSMER J. The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction[R]. Berkeley: University of California, 1975.
- [12] SHENTHAN T. Liquefaction mitigation in silty soils using composite stone column[D]. Buffalo: The State University of New York at Buffalo, 2004.
- [13] 吴世明. 土动力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [14] 工程地质手册编写委员会. 工程地质手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.
- [15] 邓通发, 吴周明, 罗嗣海, 等. 渗透系数对饱和土强夯效果影响的数值模拟[J]. 有色金属科学与工程, 2012, 3(1): 57—62.
DENG Tong-fa, WU Zhou-ming, LUO Si-hai, et al. Numerical simulation for the effect of saturated soil with changing permeability coefficient under dynamic compaction[J]. **Nonferrous Metals Science and Engineering**, 2012, 3(1): 57—62.
- [16] 宋应文, 唐业清. 固结度的计算方法[J]. 北方交通大学学报, 1994, 18(1): 39—43.
SONG Ying-wen, TANG Ye-qing. Methods for the calculation of the degree of consolidation[J]. **Journal of Northern Jiaotong University**, 1994, 18(1): 39—43.
- [17] 周健, 刘洋, 贾敏才. 真空动力固结加固大面积吹填土路基试验研究[J]. 建筑结构, 2005, 35(7): 49—51, 43.
ZHOU Jian, LIU Yang, JIA Min-cai. In-situ test study on the large-area dredger fill roadbed treatment with vacuum dynamic compaction method[J]. **Building Structure**, 2005, 35(7): 49—51, 43.