

文章编号: 1008-2786(2000)增-0088-06

强夯加固砂土软土地基的数值模拟

韩文喜¹, 张倬元¹, 李 强²

(1. 地质灾害防治与地质环境保护国家专业实验室, 四川 成都 610659;

2. 中国民航机场规划设计研究院, 北京 100101)

摘 要: 目前强夯法加固地基仍处于经验阶段, 强夯理论和施工设计方法还不完善。本文通过上海浦东国际机场场道工程地基的强夯数值模拟, 阐述了强夯加固砂土软土地基的动应力、位移、孔隙水压力等变化特征, 并与试验区实测值进行了对比, 确定强夯试验区的影响深度和夯点间距等强夯参数。

关键词: 地基加固; 强夯; 数值模拟

中图分类号: TU 472.31

文献标识码: A

强夯法由于其加固地基的效果好、工期短、费用低而被广泛应用。由于强夯机理的复杂性, 到目前为止, 强夯法仍停留在经验设计阶段, 严格的强夯模型和理论计算分析不多^[1~4]。本文对上海浦东国际机场强夯试验区各小区单点夯击试验过程进行了数值模拟。

1 强夯模型

强夯是地基土在冲击荷载作用下, 土体的动力反应过程。假设土体呈水平层状, 每层土均质、各向同性, 夯锤一般为短圆柱状, 故可将强夯问题作为轴对称动力问题来解决。

1.1 土的动本构关系

土的动应力—动应变关系是分析土体动力过程一系列失稳及压密过程的重要基础。但到目前为止, 尚未看到成熟公认的专门适合强夯的土的动本构模型, 钱家欢等^[1](1986)通过动力固结仪得到土体在夯锤冲击荷载作用下的应力应变关系为

$$E_s = K \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sigma_{v0}^{0.5} T^n N^m \quad (1)$$

$$E_{ul} = K_{ul} E N^m \quad (2)$$

式中 加荷 E_s 、卸荷 E_{ul} 分别为土体在强夯时的加荷与卸荷模量, 单位 kPa; e 为土体的孔隙比; σ_{v0} 为自重应力, 单位为 kPa; T 为一次夯击荷载的总历时, 单位 s, N 为夯击次数; K 、 m 、 n 、 K_{ul} 均为实验参数。

1.2 孔隙水压力增长模式

土体的孔隙水压力在夯击期会显著升高从而形成超静孔隙水压力。土体在夯击期的超静孔隙水压力峰值 u_{max} 以及夯击期结束, 即夯后固结期开始时, 土体内的残余超静孔隙水压力 u_{c0} 按以下经验公式计算

$$u_{max} = (\Delta\sigma_{sd})_{max}^m \quad (3)$$

$$u_{c0} = U_{max} - b(\Delta\sigma_{sd})_{max}^m \quad (4)$$

收稿日期: 1999-11-15

基金项目: 地质灾害防治与地质环境保护国家专业实验室资助

作者简介: 韩文喜(1972~), 男(汉族), 成都理工学院环境与工程学院讲师, 博士。主要从事教学和地基处理方面的研究工作, 发表学术论文 10 篇

式中 u_{max} 和 u_{c0} 单位为 KPa; $(\Delta\sigma_{sd})_{max}$ 为球动应力增量的峰值, 单位为 KPa; a, m_a, b, m_b 为实验参数。

2 动力固结问题有限元求解

用有限元求解动力固结问题, 即是用有限元法对动力平衡方程求解。

2.1 动力平衡方程的离散化

强夯是动力学问题, 对强夯地基作有限元离散后任一单元的动力平衡方程为:

$$[K]_e \{u\} + [R]_e \{\dot{u}\} + \{\ddot{u}\} = \{F(t)\} \tag{5}$$

式中 $\{u\}, \{\dot{u}\}, \{\ddot{u}\}$ 分别为节点位移、速度、加速度列向量, $[K]_e, [R]_e, [M]_e$ 分别为单元刚度矩阵、单元阻尼矩阵和单元质量矩阵, $\{F(t)\}$ 为荷载列向量。

土体单元阻尼矩阵 $[K]_e$ 由 $R = 0.6\pi r^2 \sqrt{\rho E_s}, [R]_e = 2\pi \int [R] [N]^T [N] r dr dz$ 求得。

土体与夯锤接触面的荷载据动力平衡方程确定。

2.2 动力平衡方程求解

求解动力平衡方程(5), 在空间上用有限元法, 在时间域内用差分法, 差分格式采用 Wilson- θ 法。考虑到介质的非线性, 把动力平衡方程(5)改写成 t 到 $t + \theta\Delta t$ 时间段内以增量形式表示的动力平衡方程

$$[M] \{\Delta\ddot{u}_{\theta\Delta t}\} + [R] \{\Delta\dot{u}_{\theta\Delta t}\} + [K] \{\Delta u_{\theta\Delta t}\} \tag{6}$$

式中 $\{\Delta F_{\theta t}\} = \theta(\{F_{t+\Delta t}\} - \{F_t\}) = \theta\{F_{\Delta t}\}$

根据一般线性加速度假设, 进一步求得 $t + \Delta t$ 时刻的位移、速度、加速度、及应变增量、应力增量等。

3 强夯数值模拟及结果分析

根据强夯模型和有限元方法编制非线性动力有限元程序, 结合试验区土层土性特点, 对 T_{1-1} 区进行数值模拟。为了与现场试验对比, 采用与现场一样的夯击能及夯锤参数, 夯锤重 20 000 kg, 夯锤半径 1.25 m, 夯击能为 2 000 KJ, 夯锤落距 10 m, 夯击次数为 10 次。现将强夯试验区强夯数值模拟结果分析如下。

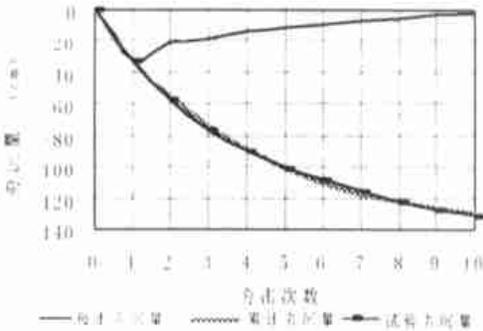


图 1 夯沉量曲线图
Fig. 1 Settlement curves

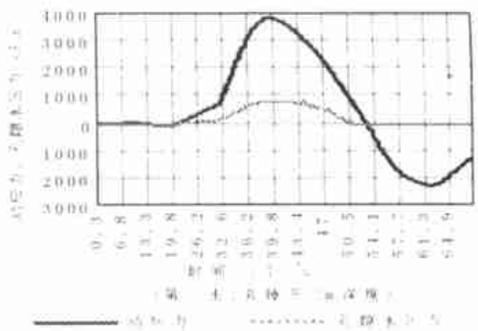


图 2 2m 深度动应力孔隙水压力历时
Fig. 2 dynamic stress and pore pressure time curve in 2m depth

3.1 夯沉量

地基在夯锤强烈的冲击作用下产生夯沉量, 夯

沉量在前几击较大, 往后逐渐减小。数值模拟结果见图 1。从图中可以看出: 模拟累计夯沉量曲线, 随着夯击次数的增加, 越来越趋于平缓, 夯沉量有逐渐收敛的趋势, 与实测累计夯沉量曲线基本一致。

3.2 动应力

3.2.1 动应力时程曲线特征 强夯模拟得到的动应力历时曲线(图 2, 3)有如下特征: 1、动应力是一个三角形波, 一般在夯击后数十毫秒开始急剧上升, 达到最大值后再下降, 上升和下降速率基本一样, 第一波后有明显的第二波, 但动应力值降低了很多; 2、动应力开始上升及达到极大值的时间随着地层深度的加深而滞后; 3、同一深度达到最大动应力的时间随着夯击次数的增加而缩短, 说明随着夯击次数的增多, 地基逐渐被夯实, 土层密度及弹模都有所增大, 应力波传播的速度也提高了。

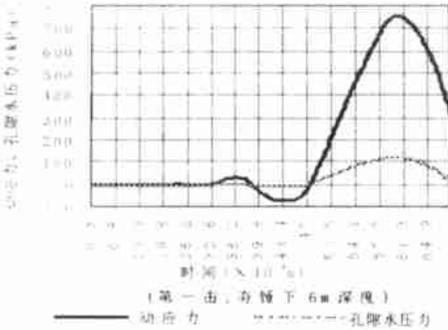


图 3 6m 深度动应力孔隙水压力历时曲线

Fig.3 Dynamic stress and pore pressure-time curve in 2m depth

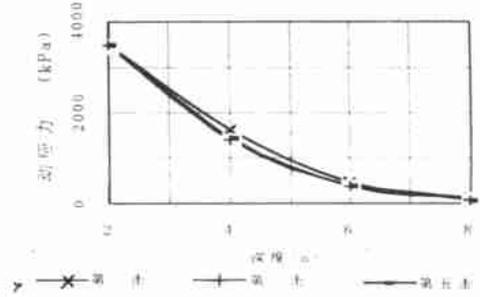


图 4 动应力随深度变化曲线

Fig.4 Dynamic stress-depth curve

3.2.2 动应力随深度的变化特征 最大竖向动应力随地层深度的加深呈指数形式衰减(图 4), 到 8m 深处动应力很小, 显然强夯加固地基在浅部因动应力高而加固效果显著, 地层越深影响越小。

3.2.3 动应力在空间上的分布特征 从动应力剖面等值线图(图 5)可知, 动应力值高、能量密度大的范围是一个半径为 2.5 m、深约 6 m 的椭球形。

3.3 位移

3.3.1 地表位移

地表受夯锤的冲击作用, 竖向位移很大(图 1)。随着夯击次数的增多, 每击位移量虽逐渐减小, 但累积总位移量增大, 形成很深的夯坑, 在坑周围地表稍有隆起。

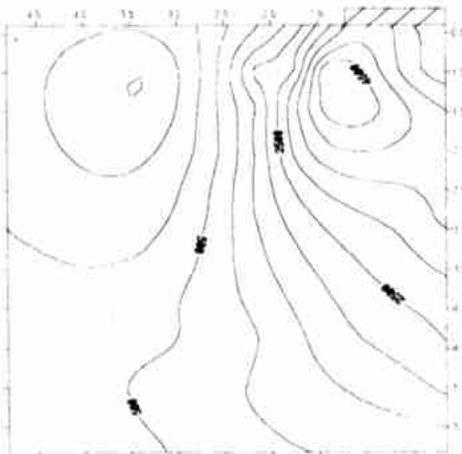


图 5 动应力剖面等值线图

Fig.5 Dynamic stress contour

3.3.2 竖向位移时程曲线特征。

竖向位移历时曲线(图 6 和图 7)有以下特征:

1. 地表以下各深度土体的竖向位移最大值并不出现在冲击荷载的峰值处, 而是有所滞后。地表面达到最大位移时间是冲击荷载刚好结束时, 随着深度的加深滞后; 2 随着夯击次数的增加, 同一深处达到最大位移的时间相应缩短。2 m 深处达到最大位移的时间第一击为 $50.5 \times 10^{-3} \text{S}$, 波的传播速率第五击为 $42.4 \times 10^{-3} \text{S}$, 说明随着夯击次数的增加地基越来越被夯实, 地基土的密度升高, 提高, 则波的到达时间缩短; 3 各深度土体竖向位移的最大值都是在该处动应力由零升到峰值, 再从峰值降为零的时刻。如 2 m 深处, 第一击动应力由峰值降为零的时间为 $51.7 \times 10^{-3} \text{S}$ (图 3), 而第一击竖向位移的达到最大值的时间亦为 $51.7 \times 10^{-3} \text{S}$ (图 3), 说明动应力在由零上升到峰值, 再从峰值下降为零的过程中,

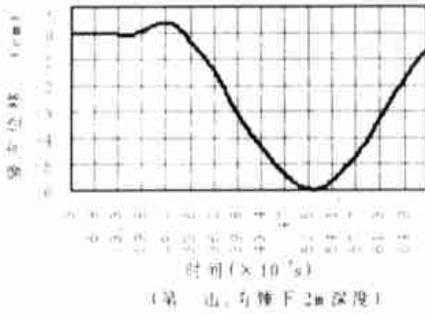


图 6 2m 深处竖向位移历时曲线

Fig. 6 Vertical displacement-time curve in 2m depth

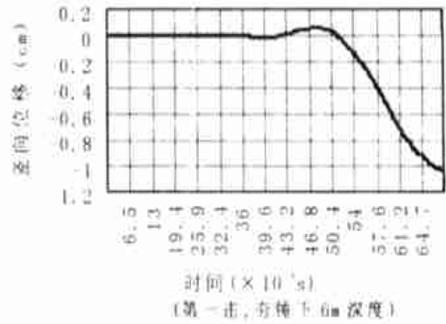


图 7 2m 深处竖向位移历时曲线

Fig. 7 Vertical displacement-time curve in 2m depth

都产生竖向位移, 竖向位移是动应力作用的结果。

3.3.3 竖向位移随深度的变化特征。

从竖向位移随深度的变化曲线(图 8)可以看出: A、竖向位移随深度向下逐渐减小, 且随深度呈指数形式衰减, 到 8m 深度已趋近于零, 由此推断, 强夯的影响深度在 8 m 左右。B、竖向位移量随着夯击次数的增加而逐渐减小。C、一般第一击的影响深度最深, 随着夯击次数的增多影响深度逐渐变浅(图 8)。D、从距夯心一定距离(1.75 m)的不同深度的竖向位移曲线(图 9)可以看出, 在浅部(2 m 深处)竖向位移

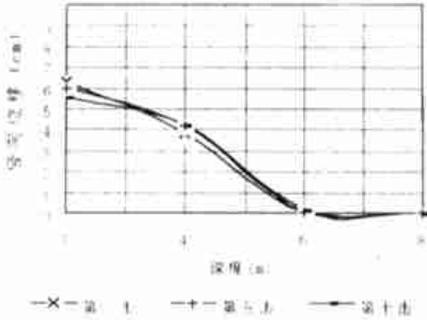


图 8 竖向位移随深度的变化曲线图

Fig. 8 Vertical displacement-depth curve

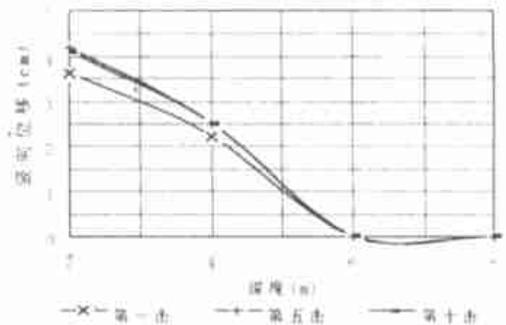


图 9 距夯心 1.75m 处竖向位移随深度的变化曲线图

Fig. 9 Vertical displacement-depth curve

量比夯锤中心点处位移小一些, 约为夯锤中心点位移量的一半(与图 8 对比), 反映出表层同一深度, 从夯锤中心点到夯锤外侧一定距离土体压缩不均匀; 在深处距夯心一定距离(大于夯锤半径)与夯锤中心点的竖向位移差不多, 反映了沉降量在地下深处趋于均匀分散, 证明了夯击能越往深处能量越小, 同时越趋于均匀分散, 即地基中能量传递存在几何阻尼。考虑到多点夯击施工时, 竖向位移的迭加作用, 夯心下与两夯点中心的浅层竖向位移的差异就会减小, 并且夯点间距愈小而差异愈小。因此, 取夯间距为 3.5 m 是合理的, 可使地基浅层压缩较为均匀。

3.4 孔隙水压力

3.4.1 各区孔隙水压力变化特征

孔隙水压力时程曲线特征(图 2, 图 3)。孔隙水压力随着动应力达到峰值也达到峰值, 孔隙水压力的消散很快, 其升高与消散与动应力的增减同步。

3.4.2 孔隙水压力峰值与现场实测值对比

模拟孔隙水压力峰值与现场实测值对比见表 1。深部的孔隙水压力两者接近, 浅部模拟值都大于实测值, 估计原因是动孔隙水压力传感器灵敏度太低, 测不到孔压的峰值。

表 1 模拟与实测孔隙水压力峰值对比表

Table1 Comparison pore pressure between measured and simulated values

深度		2	4	6	8
第一击	模拟值	750	200	140	80
	实测值	30.26	95.11	35.78	68.70
第五击	模拟值	700	125	100	120
	实测值		179.97	60.97	

注: 实测资料统计于《上第浦东国际机场场道工程地基处理试验测试报告》, 单位 KPa.

3.4.3 孔隙水压力的空间分布特征

孔隙水压力剖面等值线图(图 10)表明, 孔隙水压力主要在夯锤底部较小的范围内有很大升高, 超静孔隙水压力集中于半径 2.5 m 深度 6 m 的椭球形范围内。说明对于夯击能为 2 000 KJ

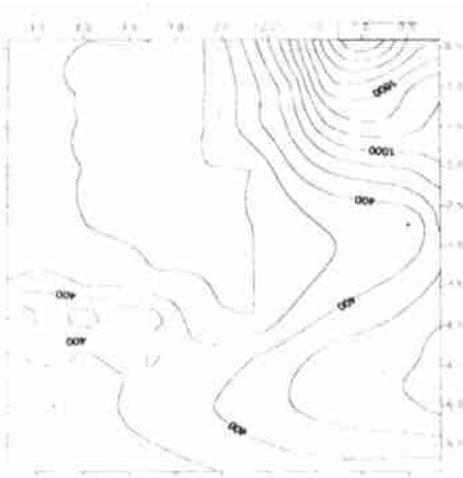


图 10 孔隙水压力等值线图

Fig. 10 Pore pressure contour

并且设有垫层的土层, 夯点间距取 3.5 m 比较合理。

4 结 论

1、强夯数值模拟结果表明, 模拟结果与实测结果规律基本相同, 数值模拟能够解释强夯施工中的各种现象, 数值模拟可为强夯施工设计服务, 确定强夯参数。

2、强夯加固地基是通过夯锤冲击地面, 产生强大的冲击波, 冲击波向地层深处传递过程中破坏了土的结构, 使土体被压密, 提高地基土的强度。

3、地基土层在夯锤作用下, 在夯锤下浅部动应力、竖向位移、侧向位移、孔隙水压力等峰值都很高, 随着深度的加深呈指数形式衰减, 因此强夯加固在浅层效果明显。本次强夯影响深度在 8 m 左右。

4、强夯时应力波由上逐渐向下传递, 即深处动应力要比浅处滞后一些, 同一深度位移要比应力滞后一些, 最大竖向位移出现在应力波结束的时刻; 同一深度侧向位移峰值早于竖向位移的峰值, 即先完成变形后完成压缩。

5、强夯动应力、位移、孔隙水压力空间分布特征是集中于以夯锤中心线为半径的椭球体范围内, 动应力、位移、孔隙水压力水平远离夯锤逐渐减小, 垂直往深逐渐减小。因此夯坑下土的加固效果最好, 随着夯击次数的增加, 加固范围有所扩展。根据上述参数的空间分布特征, 确定出 T_{1-1} 小区夯间距 3.5 m 较为合理, 这一间距能够使地层深部、浅部夯击效果均匀, 但对表层的隆起还需要小能量级别的满夯。

参考文献:

- [1] 钱家欢, 钱学德, 赵维炳等. 动力固结的理论与实践[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(6), 1~17
- [2] 梁志荣, 曹名葆, 叶柏荣. 强夯特性的数值分析[J]. 地基处理, 1992, 3(4), 20~26
- [3] 吴铭炳, 王钟琦. 强夯机理的数值分析[J]. 工程勘察, 1989, 3: 1~5
- [4] Chow Y K, Yong D M, Yong Y, Lee S L. Dynamic compaction analysis. *J geotech. Engng, ASCE*, 1992, 118(8): 1141~1157

THE NUMERICAL SIMULATION OF SANDY AND SOFT SOIL FOUNDATION IMPROVED BY DYNAMIC CONSOLIDATION

HAN Wen-xi, ZHANG Zhuo-yuan, LI Qiang

(1. *National Laboratory of Geological Hazard Prevention, Chengdu 610059;*

2. *Airport Design Institute, CAAC, Beijing 100101*)

Abstract: The method of dynamic consolidation is now still in the stage of experiencing. Theories of dynamic consolidation and design methods are also not being perfected. This paper, through the numerical simulation of soil foundation dynamic consolidation of Shanghai Pudong International Airport runway, has explained change characteristics of the dynamic stress, the displacement and the pore pressure of dynamic consolidated soil foundation. Compared with the values measured from the experimental area, the affected depth and dynamic consolidation space has been determined.

Key words: foundation consolidation, dynamic consolidation, numerical simulation