

文章编号: 1000-7598-(2006) 01-0023-06

强夯法处理层状软基的动态响应分析

孟庆山, 汪 稔

(中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学重点实验室, 武汉 430071)

摘 要: 引入双屈服面弹塑性本构模型, 将土骨架的变位和孔隙水作为变量进行流、固耦合分析, 通过瞬态波动有限元程序模拟冲击荷载作用下层状地基土体的动态响应特征。计算结果表明, 土体的应力峰值、孔压峰值和位移峰值随土层深度和距锤底中心的径向距离的增大而逐渐滞后, 通过不同位置土体的动态响应分析, 表明应力波是以竖向的椭球面形状在土体中传播的, 而且衰减很快。数值计算结果与现场测试结果两者之间较为吻合, 为实现有限元模拟分析现场实际提供了可靠的依据。

关 键 词: 强夯法; 动态有限元法; 孔压; 应力; 变形

中图分类号: TU 411.8

文献标识码: A

Dynamic response analysis of stratified soft soil foundation treating with dynamic consolidation

MENG Qing-shan, WANG Ren

(Key Laboratory of Rock and Soil Mechanics, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: The double yield surface elastic-plasticity constitutive model and the loading-unloading criterion are considered in this paper. The deformation of soil skeleton and the pore water pressure are also analyzed as the coupling variable. The procedure of single-point and single-time impacting is simulated by using the finite dynamic element program DCFEM which is suited to stratified soft soil foundation. The results of calculation show that the peak stress, peak pore water pressure and peak deformation are delay with the increasing of depth and radial distance to center of the hammer bottom. The stress wave transmits in ground according to erect elliptical spherical surface; and its attenuation is very quick. The consistency between the computation results and the data measured in-situ is obtained. The effective means simulating in-situ project of soft clay foundation which was treated by dynamic consolidation and drainage method is provided.

Key words: dynamic consolidation; finite dynamic element method; pore water pressure; stress; displacement

1 引 言

我国应用强夯法处理软土地基已有 20 多年的历史, 众多学者在强夯的机理分析、工程实践、强夯模型的建立与简化以及动力固结方程的数值求解分析等方面作了大量的工作。但是由于强夯施荷是以高能量瞬间冲击地基土, 在该过程中土体动态响应属于高度非线性及土骨架与孔隙水强耦合问题的范畴^[1], 特别是针对饱和软粘土的强夯更应考虑固液耦合, 其表现性状是极其复杂的数学动力学问题, 因此目前对强夯加固机理等理论研究还没有形成统一认识。随着土动力学研究的深入以及计算机技术

的提高, 土动力方面的计算已经有很大的进展, 但相对来说应用于强夯方面还略显不足。总结以往对强夯的数值模拟方法, 拟静力法和波动算法^[2, 3]或过于简单, 或多用于计算某一个特征量, 均不能很好地全面模拟强夯过程。而动力算法^[4, 5]则是对强夯土体和夯锤进行动力分析, 并建立动力平衡方程, 此方程具有一般振动的特征, 但没有充分考虑土体中的孔隙水的动力变化特性。因此, 这一方法也不能准确地计算强夯过程。以上计算的理论依据都是动力压实机理, 没有充分考虑土体的固结过程, 也没有考虑土体非线性及孔隙水压力, 故对于饱和软粘土的适用性较差。

收稿日期: 2004-09-13

基金项目: 湖北省自然科学基金 (No.2004ABA024), 中国科学院武汉岩土力学研究所博士科研启动基金资助项目 (No.Q220302)。

作者简介: 孟庆山, 男, 1974 年生, 博士, 主要从事岩土力学计算和软基加固处理研究。E-mail: mqs749720@yahoo.com.cn

本文将土骨架的变位和孔隙水的变位作为独立变量来考虑,采用固液耦合的有限元分析方法^[6]。网格划分则采用计算精度高、节省内存计算空间的八结点等参元。以动态形函数概念为基础,通过构造含有固有频率的形函数,利用一种考虑土体自振动特性动态有限单元法对强夯引起的土体动态响应进行分析。

2 Biot 动力固结方程

2.1 Biot 动力固结平衡方程

Biot 通过对土体固结机理的严格分析,建立了土骨架变形与孔隙水压力相互关系的固结理论,并且导出了两个以有效应力 $(\sigma-P)$ 和孔隙水压力 P 来表达的本构方程,该固结理论区分了总应力和孔隙水压力的作用,将应力和应变有机地联系起来。Biot 研究了饱和多孔介质的一般三维波动问题,并假设土体中的孔隙是相互贯通的,且孔隙中的水是可压缩的,考虑到土体横观各向同性,给出以位移分量表示的动力平衡方程:

$$\begin{aligned} d_1 \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + d_3 \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} + (d_2 + d_3) \frac{\partial^2 u_z}{\partial x \partial z} - \rho_f g \frac{\partial p}{\partial x} &= \rho \ddot{u}_x \\ d_3 \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} + d_1 \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} + (d_2 + d_3) \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial z} - \rho_f g \frac{\partial p}{\partial z} &= \rho \ddot{u}_z \\ (\rho - \rho_f) g &= \rho \ddot{p} \end{aligned} \quad (1)$$

式中 u_x, u_y 及 u_z 为微分体积土骨架的位移分量; p 为孔隙水压力; ρ 为介质密度; ρ_f 为液体密度, g 为重力加速度。 d_1, d_2, d_3 为应力-应变矩阵 $[D]$ 的独立常数。

2.2 Biot 动力固结连续性方程

在 Biot 固结理论基础之上,利用推导的 Biot 动力固结方程,充分考虑土体固结过程,采用虚位移原理建立平衡方程,引用流量改变法,即结点等价流量改变量等于渗流方向上的流速在单元域上与该方向上的结点等效面积改变量的乘积,以此为基础给出连续性方程。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} k_x \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial z} k_z \frac{\partial p}{\partial z} - \beta \dot{p} - \left(\frac{\partial \dot{u}_x}{\partial x} + \frac{\partial \dot{u}_z}{\partial z} \right) + \\ \rho_f \left(\frac{\partial}{\partial x} k_x \ddot{u}_x + \frac{\partial}{\partial z} k_z \ddot{u}_z \right) = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

式中 k_x, k_z 分别为水平和竖直方向的渗透系数, β 为单位土体内流体的压缩系数。

3 Biot 动力固结方程的求解

3.1 土的弹塑性本构模型

本文引用沈珠江院士提出的双屈服面弹塑性

模型^[7],它是汲取非线性模型和一般的弹塑性模型优点的基础上提出的一种新模型。双屈服面弹塑性模型应力-应变关系具有剑桥模型的形式,但其有关的系数则象邓肯模型那样可以从拟合试验应力-应变曲线得到。经过推导弹塑性本构模型可写成:

$$\{\Delta \sigma\} = [D]_{ep} \{\Delta \varepsilon\} \quad (3)$$

式中的弹塑性矩阵 $[D]_{ep}$ 是对称的,且形式上与剑桥模型完全一样。

3.2 单元选择及位移模式

依据有限单元法理论,在结点数目相同时,采用高价单元比低价单元的计算精度高。因此本文采用矩形八结点等参元,可将动力固结视为轴对称动力问题,对于轴对称问题,所取单元是一个在(有限元计算区域)平面上投影为矩形的圆环,各单元之间由结圆铰结,结圆与计算区域平面的交点即为结点。单元的位移模式可用完备的2次多项式来描述^[6]。

在进行强夯的动力有限元分析时,考虑土体的自振频率,Przemieniecki 通过构造含有固有频率的形函数,提出了动态有限元法^[6,8],其位移模式为:

$$\{u(t)\} = [N(x, y, z, \omega)]^T \{U(t)\} \quad (4)$$

式中 $\{u(t)\}$ 为单元内任意一点的位移函数列阵; $[N(x, y, z, \omega)]$ 为单元动态形函数矩阵; ω 为结构的固有频率; $\{U(t)\}$ 为单元结点位移列阵。

3.3 平面动态八结点单元的位移形函数

根据以上思想,结合强夯法的加固特点,将三维动态八结点形函数概念引入到平面八结点动态等参元中,可将动力问题的轴对称(简化成平面问题)平衡微分方程用位移形函数表示。参照一般有限元方法,矩形八结点单元内任一点位移可写成:

$$U_r = \sum_{i=1}^8 N_{ri} u_i, \quad U_z = \sum_{i=1}^8 N_{zi} \omega_i \quad (5)$$

式中 u_i, ω_i 为结点位移。

经过分析推导,矩形八结点的二阶动态形函数矩阵可以表示为:

$$N_r = N_{0r} + \omega^2 N_{2r}, \quad N_z = N_{0z} + \omega^2 N_{2z} \quad (6)$$

$$\text{单元刚度矩阵为 } B = B_0 + \omega^2 B_2 \quad (7)$$

式中 B_0 为静力轴对称有限元法的应变矩阵;

$$B_2 = [B_{2i} \quad B_{2j} \quad B_{2m}]$$

$$\text{劲度矩阵 } K^e \approx K_0^e + \omega^4 K_2^e$$

单元质量矩阵为

$$M^e = \iint_e N^T N dV = \rho \iint_e 2\pi r N^T N dr dz \approx M_0^e + \omega^4 M_2^e \quad (8)$$

由上述单元刚度矩阵和质量矩阵即可组成总

刚度与总质量矩阵,结合边界条件即可进行强夯的动力计算。

3.4 Biot 动力固结方程求解

饱和软粘土动力固结问题是流体饱和两相多孔介质的动力反应问题,由 Menard 的动力固结物理模型及其假设可知,该问题的数学模型采用 Biot 动力固结方程来表示,利用显示波动有限元法求解。该方法与局部透射人工边界条件相结合,形成了可以分析饱和多孔介质波动问题具有解耦特征的完整而有效的方法。

针对类似强夯这类作用力变化快速的冲击荷载,本文采用简单的求解方法,即把骨架的变位和孔隙水压力作为变量进行计算。忽略孔隙水压力的惯性力,建立轴对称动力问题的流-固耦合动态有限元基本方程为:

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{u}\} + P\{\dot{u}\} + [Q]\{p\} &= \{F_1\} \\ [Q]^T\{\dot{u}\} + [S]\{\dot{p}\} + [K]\{p\} &= \{F_2\} \end{aligned} \quad (9)$$

式中各参数物理意义见文献[9]。

3.5 显示积分法求解方程

在弹塑性分析中常可采用显示差分法,即把 $\{\ddot{u}\}$ 用下列差分式代入式(9)中可得

$$[M](\{u\}_{n+1} - 2\{u\}_n + \{u\}_{n-1})/\Delta t^2 + P(\{\dot{u}\}_n) + [Q]\{p\}_n = \{F_1\}_n \quad (10)$$

解出 $\{u\}_{n+1}$ 后,在推算出 $\{\ddot{u}\}_{n+1}$ 。通过下式

$$\begin{aligned} (\gamma\Delta t[H] + [S])\{\dot{p}\}_{n+1} &= \{F_2\}_{n+1} - [Q](\{\dot{u}\}_n + (1-\alpha)\Delta t\{\ddot{u}\}_n) - \\ &[H](\{p\}_n + (1-\gamma)\Delta t\{\dot{p}\}_n) - \alpha\Delta t[Q]\{\ddot{u}\}_{n+1} \end{aligned} \quad (11)$$

由此可解出 $\{\dot{p}\}_{n+1}$ 。

4 土体的动力响应

4.1 动力排水固结计算模型

用流-固耦合波动有限元法分析动力排水固结计算模型为:夯锤为短圆柱状(半径为 a ,重量为 M),地基土的加固影响区域取一圆柱体,直径为 D ,深度为 h 。该问题可视为轴对称动力问题,取过夯锤中轴线的任一土体剖面的一半来研究,用有限元法求解单点单击过程。

根据上述简化计算模型,可将边界条件分为3种:夯锤荷载边界(Γ_1)、自由表面边界(Γ_2)和人为截断边界(人工边界)(Γ_3)。在 Γ_3 上,采用廖振鹏^[10]提出的多次透射边界,并假定 Γ_3 为不透水边界。而对称轴处自然为不透水边界,并且对称轴处径向位移为零($u_r=0$)。本文在计算中采用等价砂墙简化法,用砂墙代替砂井,把三维问题变成了二维问题。

4.2 动力固结过程中的土体动态响应

通过以上处理方法,本文编制了轴对称动力固结问题的流-固耦合瞬态波动有限元程序 DCFEM,用以分析动力排水固结过程中的土体动态响应。

4.2.1 有限元网格的划分和计算参数的选取

轴对称等参元网格划分可视为平面问题进行,并只需考虑对称轴一侧的平面区域。本文采用八结点等参单元的人工网格划分方法,在划分网格时,夯击区附近由于位移、应力和孔隙水压力变化剧烈而采用精细的网格,随着距荷载距离的增大而网格渐疏,如图1所示。

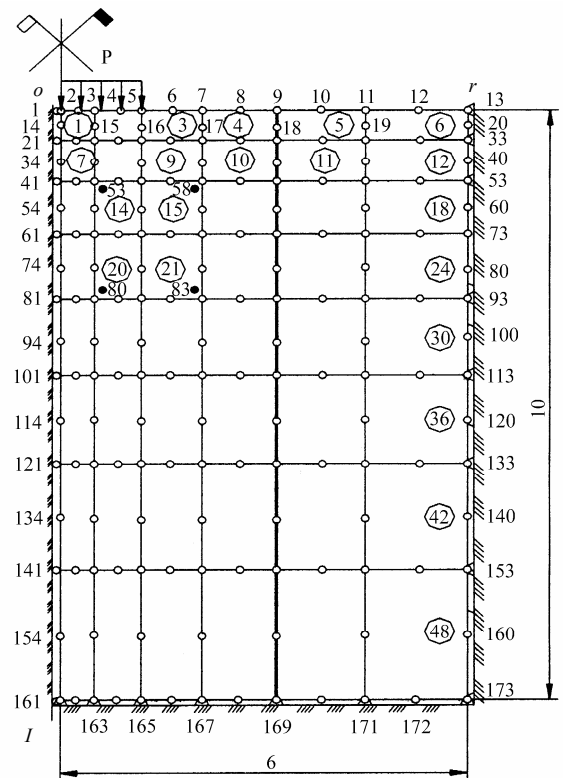


图1 有限元网格的划分(单位: m)

Fig.1 Mesh division of finite element (unit: m)

本文通过工程勘察和室内试验获取现场实际土工参数,经数理统计分析并参照前人的成果选取计算参数,其主要计算参数见表1。其中选用锤重 15 000 kg,锤半径 1.2 m,落距为 13.6 m,最大应力 $P_{\max}$ 为 1 223 kPa,升压时间为 0.033 49 s,计算时步为 0.001 s。

4.2.2 计算结果分析

(1) 土体应力

通过数值计算得出的锤底土应力沿夯锤呈近似的马鞍形分布(图2),与文献[3]通过传递矩阵法导出的强夯的边界接触应力在变换域中的解析式的计算结果相类似。

表 1 主要计算参数
Table 1 The main parameters of calculation

土层	加荷模量 E/kPa	卸荷模量 $E_{\text{su1}}/\text{kPa}$	密度 $\rho/\text{g}\cdot\text{m}^{-3}$	孔隙比 $n/\%$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	内聚力 c/kPa	R_f	K	n	a_f	m
No.1	6 200	24 800	2.01	50	20.5	12.5	0.8	150	0.7	0.2	3
No.2	2 150	10 750	1.74	60	7.07	10.5	0.9	100	1.0	0.4	3

表 2 主要计算参数
Table 2 The main parameters of calculation

土层	泊松比 μ	粘滞系数 η	压缩模量 K_f/kPa	固结系数 $c_v \times 10^{-4} \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	波速 $C_A/\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	渗透系数 $K/\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$		计算区域/m	
						水平	垂直	水平	垂直
No.1	0.3	0.1	2.3×10^6	4.5	120	7.78×10^{-6}	7.83×10^{-6}	6	1.2
No.2	0.35	0.1				6.5×10^{-7}	6.3×10^{-7}	6	8.8

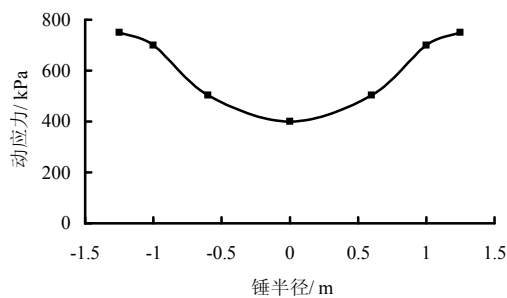


图 2 锤底接触应力分布图
Fig.2 The curve of hammer bottom contact stress

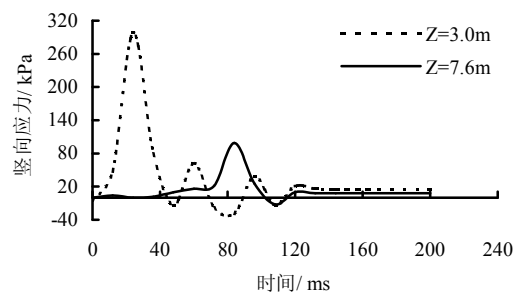


图 3 夯锤下部不同深度土体的竖向应力时程曲线
Fig.3 The curve of vertical stresses of soils with different depths

图 3 是数值计算所表现出的夯锤底部不同深度土体的应力时程曲线, 由图可见, 应力波峰出现的时间随土体深度的增加而有所滞后, 应力峰值持续的时间大约在 36~40 ms 左右, 而且是经过一定的波动后很快趋于稳定, 应力波正值为压密作用, 而较小的负值则起到拉伸作用, 这一作用表现为振松土体。由于程序只能算出单点单击的情况, 所以冲击造成的附加应力值 (即图中的应力稳定值) 比较小。在实际强夯中, 土体中维持的附加应力值是夯锤不断夯击形成的。由两条波形曲线还可以看出, 应力波随着土体深度衰减很快, 锤底深度 3.0 m 处土体应力峰值为 298 kPa, 而深度 7.6 m 处土体的应力峰值便衰减到了 98.7 kPa, 残余应力则由 3.0 m 处的 35 kPa 衰减到 7.6 m 处 8 kPa, 这一点恰好能说明, 强夯的有效深度是有一定限度的。图 4 为强夯现场实测的深度为 2.0 m 和 3.2 m 处土体所受应力波形曲线, 应力峰值持续的时间大约在 40~60 ms 左右, 没有明显的第二峰值。

选择邻近的四个单元的 4 个角点作为应力积分点, 求得 4 点应力时程曲线 (即 14、15、20 和 21 四个单元的 53、58、80 和 83 四个积分点), 如图 5 所示, 很明显, 58 和 80 两个积分点的残余应力介于 53 和 83 两个积分点的残余应力之间, 这说明应力是按球面波的形式在土体中传播的。

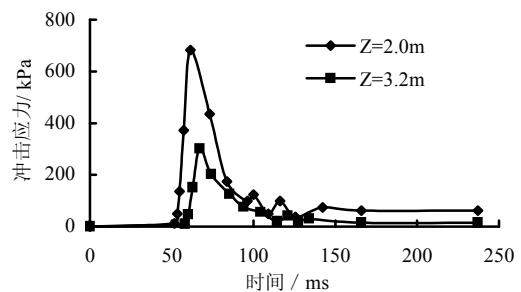


图 4 强夯施工冲击应力时程曲线
Fig.4 Curves of impact stresses vs. time in process of dynamic consolidation

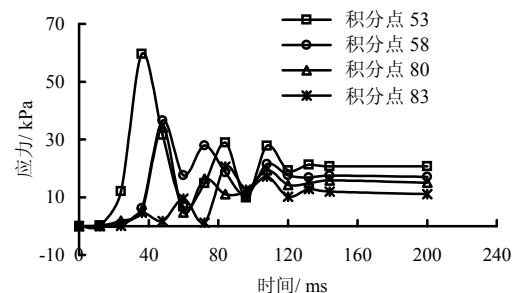


图 5 邻近四单元 4 积分点竖向应力时程曲线
Fig.5 The vertical stresses of adjacent 4 points vs. time

(2) 土体变形

图 6 是夯锤一击后夯坑形状的计算值, 与在强

夯现场的实测夯坑形状十分相似,在计算值中还能表现出夯坑周围土体有一定的隆起量,其影响范围为距夯坑中心 4.0 m 之内,这也为实测值所证实。

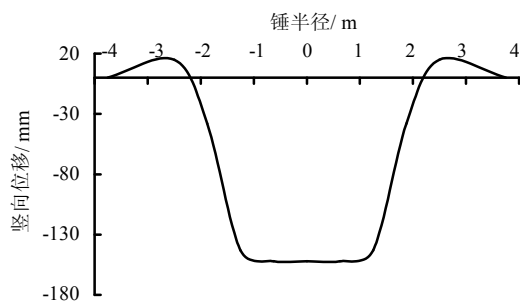


图6 地表夯坑形状计算值

Fig.6 Surface shape under the hammer

图7给出了冲击荷载作用下夯锤下部不同深度土体的竖向位移时程曲线,图中曲线反映了土体位移峰值(即弹性变形+塑性变形的峰值)到达的时间随深度的增加而有所滞后,而且部分弹性变形消失得很快,残余变形随深度衰减迅速,说明夯击开始只是上部土体压缩明显,对下部土体的影响要随夯击的进行而不断深入。

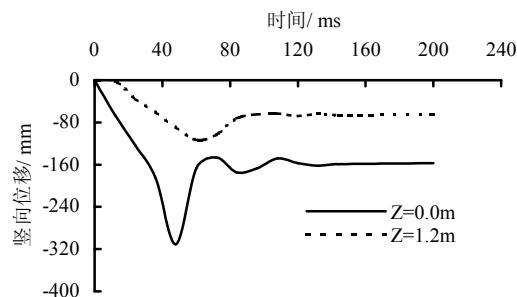


图7 夯锤下部不同深度土体的竖向位移时程曲线

Fig.7 The vertical displacements of soils with different depths

(3) 孔隙水压力

由于模型假设第一排结点处孔压为零,且采用等价砂墙法(图1中以粗实线表示)研究塑料排水板对孔压消散的影响,所以此处只能定性地给出强夯过程中固-液耦合分析的孔压变化趋势。

在锤底的土体中,孔压在很短的时间内在动荷载的强烈冲击作用下急剧上升到最大值,随着有效应力的改变,孔压具有一定的波动,然后趋于稳定,随着距中轴线距离的增大,孔压幅值逐渐减小。由于等价砂墙的排水作用,等价砂墙周围一定范围内的土体的孔压很低。这说明了等价砂墙的良好排水效果,有利于土体的固结。

图8所示邻近4个单元体的四个角点(即43, 47, 83, 和87四个不同径向距离和不同深度处结点)的孔压时程曲线,由图中可以看出,孔压波形无第二波峰,随距夯坑中心的径向距离的增大,孔压峰值出现的时刻有所滞后,见43点与47点和83点与87点的比较;随土体深度的增大,孔压峰值出现的时刻有所滞后,见43点与83点和47点与87点的比较;近而从曲线可见,83点的孔压增量要高于47点的孔压增量,这可以说明孔压增量等值线梯度随深度增大而减小的程度小于随径向距离增大而减小的程度,即孔压增量等值线为一竖立的近似椭球面。

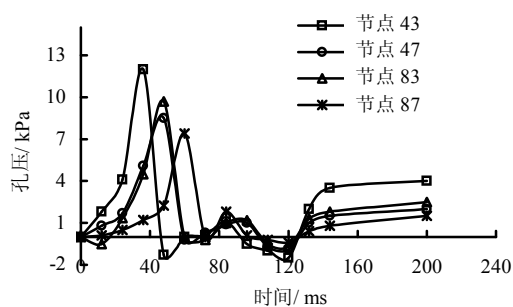


图8 紧邻四单元四结点孔隙水压力时程曲线

Fig.8 The pore water pressure of 4 adjacent elements

在强夯施工现场用动态电阻应变仪采集的强夯瞬间不同深度孔压变化情况基本一致。由于现场强夯机的振动,孔压波形有较大的波动,但孔压峰值还是比较明显的。

5 结 语

(1) 根据 Biot 动力固结有限元方程引入双屈服面弹塑性本构模型;考虑到土体在动力固结过程中的自振特性,引入位移动态形函数,用显示积分法求解方程,并进行了动态八结点等参元的人工有限元计算网格的划分,在有限元计算中以等价砂墙法考虑排水固结作用,并以双屈服面作为加载-卸载准则编制了轴对称问题的瞬态波动有限元程序,能够有效模拟单点单击情况动力排水固结过程中土体的动态响应。

(2) 考虑了动力排水固结法中的初边值条件、土体渗透特性非线性等问题进行算例分析,得出了土体中应力、变形、孔压的动态响应特征。并与强夯现场测试结果进行对比分析,发现三者之间吻合度较好。

(3) 土体中的应力峰值和位移峰值具有相似的变化规律,随着深度和径向距离的增大,土体位

移和应力的峰值逐渐滞后,这反映了波的传播特性。冲击波使锤底薄层土中产生拉伸应力波,振松土体,这与强夯实际过程相吻合。且应力波近似于以球面波的形式向土体四周传播,衰减较快。动荷载结束后,土体发生弹塑性变形,使土体得到固结。

参考文献

- [1] 丁振洲,郑颖人. 强夯法加固饱和软粘土地基数值模拟[J]. 地下空间, 2002, 22(2): 137—142.
DING Zhen-zhou, ZHENG Ying-ren. Numerical simulation of saturated soft clay ground improvement by DCM[J]. *Underground Space*, 2002, 22(2): 137—142.
- [2] 孔令伟. 强夯机制与加固效应研究[博士学位论文 D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 1997.
- [3] Chow Y K, Yong D M, Lee S L. Dynamic compaction analysis[J]. *Journal of Geotechnical Engineering. ASCE*, 1992, 118(8): 1 141—1 157.
- [4] 吴铭炳, 王钟琦. 强夯机理的数值分析[J]. 工程勘察, 1989, (3): 1—4.
WU Ming-bing, LIANG Zhi-rong. The numerical analysis of mechanism of dynamic consolidation[J]. *Geotechnical Investigation & Surveying*, 1989, (3): 1—4.
- [5] 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.
- [6] 张崇文, 桂国庆. 三维动态八结点有限元的建立及理论推导[J]. 振动工程学报, 1991, 4(3): 60—65.
ZHANG Chong-wen, GUI Guo-qing. Establishment of a three—dimensional hexahedral finite dynamic element and its theoretical deduction[J]. *Journal of Vibration Engineering*, 1991, 4(3): 60—65.
- [7] 沈珠江. 新弹塑性模型在软土地基固结分析中的应用[J]. 水利水运科学研究, 1993, (3): 55—63.
SHEN Zhu-jiang. Application of new elastoplastic model to consolidation analysis of soft clay foundation[J]. *Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute*, 1993, (3): 55—63.
- [8] 宋修广, 卢盛松, 李维寅. 强夯加固的动态有限元法分析研究[J]. 河海大学学报, 1999, 27(3): 22—25.
SONG Xiu-guang, LU Sheng-song, LI Wei-yin. Study on dynamic consolidation by finite dynamic element method[J]. *Journal of Hohai University*, 1999, 27(3): 22—25.
- [9] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1990.
- [10] 廖振鹏, 黄孔亮, 杨柏坡, 等. 暂态波透射边界[J]. 中国科学(A 辑), 1984, 26(6): 556—664.

上接第 16 页

(5) 本文仅从平面及静态的角度出发,对小间距隧道施工引起的应力、位移等规律进行了分析,关于空间效应、爆破动态效应、软弱岩层及其施工中的其他力学效应等,有待进一步地深入研究。

参考文献

- [1] JTJ026-90. 公路隧道设计规范[S].
- [2] 铁道部基本建设总局. 铁道隧道新奥法指南[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988.
- [3] 孙钧. 隧道力学问题的若干进展[J]. 西部探矿工程, 1993, .5(4): 1—22.
- [4] 铁道部第二勘测设计院. 铁路工程设计技术手册-隧道[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1995.
- [5] 靳晓光, 刘伟, 陈少华, 等. 小净距公路隧道施工过程的数值模拟[A]. 全国公路隧道学术会议论文集[C]. 北京: 人民交通出版社, 2003. 118—124.
- [6] 张玉军, 朱维申, 杨家岭. 近距离双隧道开挖与支护稳定性的粘弹塑性有限元计算[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, (增刊): 855—859.
- [7] 刘胜利, 施成华, 彭立敏, 等. 小间距隧道施工期间洞室与结构的稳定性评判[J]. 西部探矿工程, 2003, (3): 108—111.
LIU Sheng-li, SHI Cheng-hua, PENG Li-min, et al. Evaluation on stability of chamber and structure of small interval tunnel during construction[J]. *West China Exploration Engineering*, 2003, (3): 108—111.
- [8] 王明年, 李志业, 刘智成, 等. 软弱围岩 3 孔小间距平行浅埋隧道施工力学研究[J]. 铁道建筑技术, 2002, (4): 11—14.