

※专题研究 问题探讨※

# 潮水位及堆填速率对超孔隙水压力消散影响研究

许波<sup>1</sup> 吴继敏<sup>2</sup> 许礼<sup>1</sup> 彭森良<sup>1</sup> 胡嫣然<sup>1</sup>

(1. 河海大学土木工程学院 2. 河海大学科学研究院)

**【摘要】**堆载预压法加固软土地基过程中,随着土体的固结由堆填土自重所引起的超孔隙水压力将不断消散。基于比奥固结理论,结合某沿海围垦工程,建立了三维弹塑性有限元模型,模拟了土体固结过程。在此基础上,对土体固结过程中的超孔隙水压力变化进行了分析,并计算出土体的应力固结度。研究过程中,考虑了潮汐环境的影响及渗透系数在固结过程中随着土体孔隙比变化而产生的动态变化,验证了曼德尔效应。

**【关键词】**堆载预压法 比奥固结理论 应力固结度 曼德尔效应

## 1 前言

堆填预压过程中,堆填土自重将引起的桩周土体的固结沉降及桩周土体内超孔隙水压力的急剧增大,而堆填完成后,超孔隙水压力不断消散,当超孔隙水压力消散为零时,土体固结完成。传统的太沙基固结理论认为总应力在土体固结过程中是不变的,计算速度快,结果精确,但因为过多的假定条件而适用范围较小;比奥固结理论则认为总应力是随着时间不断变化的,能够体现曼德尔效应,即固结完成时土体内超孔隙水压力大于附加应力,虽然计算过程相对繁琐,复杂,很难得出解析解,但是能解决大量的非线性岩土工程问题。随着计算机技术的不断进步,将比奥固结理论与有限元计算有机的结合起来,将对土体固结过程的模拟更加真实,计算结果更加可靠。

海岸围垦工程附近水位受潮汐环境影响通常有一定幅度的变化,引起桩基础内地下水位产生波动,从而对桩基础内孔隙水压力分布产生影响。同时,随着土体不断固结,土体孔隙比逐渐减小,土体的渗透系数也随之减小,从而使得土体固结速度减小。目前国内类似研究中<sup>[1]</sup>,大多忽略了潮汐环境的影响及渗透系数的动态变化,造成计算结果与工程实际产生了一定的偏差。因此,考虑潮汐环境影响及渗透系数动态变化,研究潮汐环境堆填引起超孔隙水压力消散过程对指导海岸围垦工程内的大型桥梁桩基工程实践具有重要意义。

基于比奥固结理论<sup>[2]</sup>,结合某沿海围垦工程,建立了三维弹塑性有限元模型,分别采用三种堆填速率对潮汐环境下的堆填过程进行了模拟,分析潮汐环境堆填引起超孔隙水压力变化,以详细了解土体固结过程中的超孔隙水压力变化过程。

## 2 比奥固结理论在有限元中的应用

土体中任取一微分体,若体积力只考虑重力,则三维平衡微分方程为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= -\gamma \end{aligned} \right\} \quad (2-1)$$

式中,  $\gamma$  为土的容重, 应力为总应力。根据有效应力原理, 总应力为有效应力与孔隙水压力  $u$  之和, 且孔隙水不承受剪应力, 上式可写为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

式中,  $\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y}, \frac{\partial u}{\partial z}$  实际上是各个方向上的单位渗透力, 此式是以土骨架为脱离体建立的平衡微分方程。利用物理方程

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (2-3)$$

可将式中的应力用应变来表示, 对于弹塑性材料, 物理方程采用弹塑性,  $[D]$  为弹塑性矩阵, 假定  $[D]$  为弹性矩阵, 则  $[D]$  可表示为

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_x &= 2G \left( \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_v + \varepsilon_x \right) \\ \sigma'_y &= 2G \left( \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_v + \varepsilon_y \right) \\ \sigma'_z &= 2G \left( \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_v + \varepsilon_z \right) \\ \tau_{yz} &= G\gamma_{yz}, \quad \tau_{zx} = G\gamma_{zx}, \quad \tau_{xy} = G\gamma_{xy} \end{aligned} \right\} \quad (2-4)$$

式中,  $G$  与  $\nu$  分别为剪切模量和泊松比, 而

$$[D] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}} \quad (2-5)$$

式中,  $A$  与硬化特性有关,  $\left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}$  代表塑性势面法线的方向余弦,  $f(\sigma)$  为屈服函数。在小应变假定下, 几何方程为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial w_x}{\partial x}, \quad \gamma_{yz} = -\left( \frac{\partial w_y}{\partial z} + \frac{\partial w_z}{\partial y} \right) \\ \varepsilon_y &= -\frac{\partial w_y}{\partial y}, \quad \gamma_{zx} = -\left( \frac{\partial w_z}{\partial x} + \frac{\partial w_x}{\partial z} \right) \\ \varepsilon_z &= -\frac{\partial w_z}{\partial z}, \quad \gamma_{xy} = -\left( \frac{\partial w_x}{\partial y} + \frac{\partial w_y}{\partial x} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2-6)$$

此外, 由达西定律, 通过微小土体  $x, y, z$  面上的单位流量分别为

$$\left. \begin{aligned} q_x &= -\frac{K_x}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \\ q_y &= -\frac{K_y}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \\ q_z &= -\frac{K_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (2-7)$$

式中,  $K_x, K_y, K_z$  分别为  $x, y, z$  方向上的渗透系数,  $\gamma_w$  为水的容重。

根据饱和土的连续性, 单位时间单元土体的压缩量应等于流过单元体表面的流量变化之和, 即

$$\frac{\partial (\varepsilon_v dxdydz)}{\partial t} = \frac{\partial (q_x dydz)}{\partial x} dx + \frac{\partial (q_y dzdx)}{\partial y} dy + \frac{\partial (q_z dxdy)}{\partial z} dz \quad (2-8)$$

由此可得

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \quad (2-9)$$

将式 (2-9) 代入式 (2-7) 可得以位移及孔隙水压力表示的连续性方程

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{1}{\gamma_w} (K_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) \quad (2-10)$$

将式 (2-6) 代入式 (2-4), 再与式 (2-5)、式 (2-2) 联合求解, 将得到各个单元中心点和节点上的位移矢量值及超静孔隙水压力矢量值。饱和土体中的任意一点的孔隙水压力和位移随着时间的变化, 需同时满足平衡方程式和连续性方程, 即比奥固结方程。

### 3 工程实例

某沿海高速公路通过区段为海岸滩涂, 位于海边海积平原, 由于桥梁基础位于深厚的软弱土层中, 堆填导致的土体固结、沉降、变形、负摩阻力等问题将直接影响到桩基础的稳定性。计算过程中, 取堆填土表面中心点为坐标原点,  $X$  向及  $Y$  向土体边界分别取  $X=\pm 100\text{m}$ ,  $Y=\pm 100\text{m}$ ,  $Z$  向土体边界为  $0$  至  $100\text{m}$ ; 桩长为  $88.6\text{m}$ , 其中桩身入土长度为  $73.1\text{m}$ , 桩径为  $2\text{m}$ 。  $X=\pm 100\text{m}$  处边界设定  $x$  向位移约束,  $Y=\pm 100\text{m}$  处边界设定  $y$  向位移约束,  $Z$  向土体  $100\text{m}$  处边界, 设为位移全约束。平潮时地下水位位于  $Z=4.5\text{m}$  处,  $Z=0$  平面、 $Z=4.5\text{m}$  平面为透水边界。如图 1、图 2、图 3 所示: 桩及圆砾采用线弹性本构模型, 堆填土、淤泥质粘土、亚粘土采用弹塑性本构模型, 采用摩尔-库仑塑性破坏准则; 桩土接触面单元设置为主从接触单元<sup>[4]</sup>。桩顶施加设计最大荷载  $4700\text{kN}$ , 堆填加载曲线如图 4 所示。研究过程中, 为考虑了海岸附近潮汐环境的影响, 对潮水位变化进行了模拟, 一天内为两个周期; 如图 5 所示;

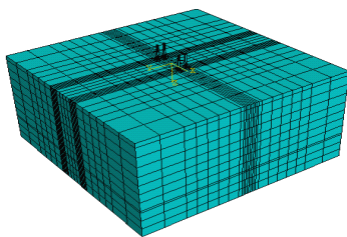


图 1 第一种堆填速率下桩基础计算模型

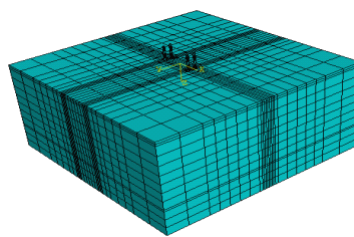


图 2 第二种堆填速率下桩基础计算模型

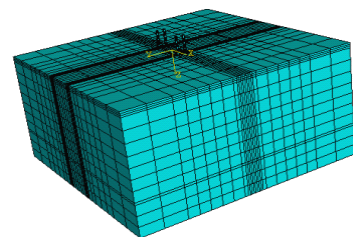


图 3 第三种堆填速率下桩基础计算模型

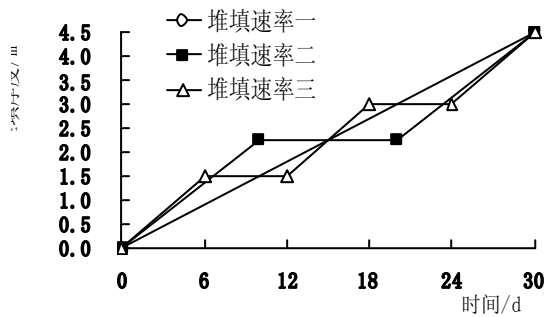


图 4 堆填加载曲线

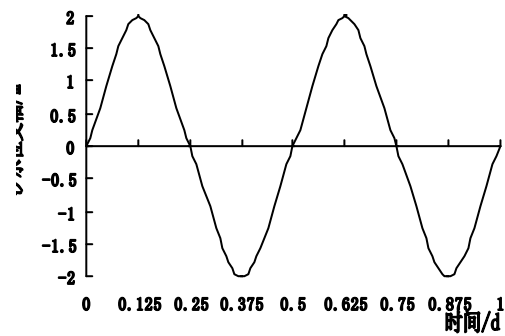


图 5 潮汐水位与时间关系

计算参数:

根据施工设计阶段所提供地质资料, 选定计算参数如表 1、表 2<sup>[5]、[6]</sup>:

表 1 土与桩的计算参数

材料	天然湿重度 $\gamma$ / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	变形模量 $E/\text{Mpa}$	泊松比 $\nu$	粘聚力 $c$ / $\text{kPa}$	内摩擦角 $\phi$	初始孔隙比 $e_0$
堆填土	18.00	1.00	5.00	0.30	12.00	5.00
淤泥质粘土	17.20	1.00	2.39	0.35	10.00	1.62
亚粘土	17.50	1.00	3.08	0.32	16.75	2.05
圆砾	21.00	1.00	100	0.20		
桩	24.00		30000	0.17		

表 2 渗透系数与孔隙比关系

土层	水平向渗透系数 $k_x=k_y/\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$	竖向向渗透系数 $k_z/\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$	孔隙比 $e$
堆填土	$2.00 \times 10^{-2}$	$1.50 \times 10^{-2}$	1.00
	$2.00 \times 10^{-1}$	$1.50 \times 10^{-1}$	1.50
	$1.50 \times 10^{-3}$	$1.00 \times 10^{-3}$	1.00
淤泥质粘土	$8.00 \times 10^{-3}$	$1.00 \times 10^{-2}$	1.34
	$2.00 \times 10^{-3}$	$1.50 \times 10^{-3}$	1.00
亚粘土	$2.00 \times 10^{-2}$	$1.50 \times 10^{-2}$	1.08
	$1.00 \times 10^1$	$8.00 \times 10^1$	1.00
圆砾	$1.00 \times 10^2$	$8.00 \times 10^2$	1.50

## 4 成果分析

### 4.1 应力固结度

堆填过程中, 土体固结度不断增大。堆填完成时, 三种堆填速率下土体的应力固结度依次为: 0.15, 0.13, 0.06; 堆填完成后约 2000 天, 固结基本完成, 如图 6 所示。

图 6 土体应力固结度与时间关系

图 7 堆填过程中淤泥质粘土层中心点超孔隙水压力与时间关系

## 4.2 超孔隙水压力

堆填过程中, 桩周土体超静孔隙水压力不断增大, 堆填完成时, 超静孔隙水压力大小超过了附加应力值 (约 80kPa), 说明土体固结存在曼德尔效应, 如图 7 所示。堆填完成后, 超静孔隙水压力不断消散, 堆填完成后 2000 天, 超静孔隙水压力基本消散完成。堆填完成 2000 天后, 超

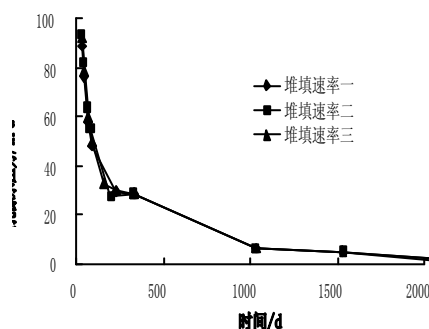


图 8 堆填完成后超孔压消散曲线图

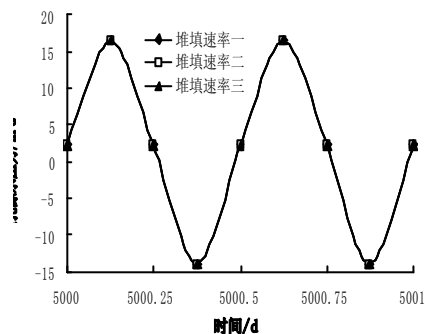


图 9 堆填完成后第 5000 天时超孔压变化曲线

静孔隙水压力在潮汐水位的影响下做周期性波动, 波动幅度约为 15kPa。如图 8、图 9 所示。

## 5 结论

1. 堆填过程中, 土体中超静孔隙水压力不断增大, 堆填完成时达到最大值, 三种堆填速率下超静孔隙水压力最大值均为 90kPa 左右; 而在堆填过程中, 第二种堆填速率或第三种堆填速率进行堆填时, 每两层土堆填的间歇期内, 超静孔隙水压力将有小幅度的下降; 堆填完成后 2000 天 (约 5.48 年) 左右, 超静孔隙水压力基本消散完成。堆填完成后, 堆填速率对超静孔隙水压力消散的影响较小。

2. 采用比奥固结理论进行计算过程中, 土体超孔隙水压力消散过程中, 存在曼德尔效应。潮汐环境将影响到桩周土体内超静孔隙水压力消散过程, 堆填完成 2000 天 (约 5.48 年) 后, 堆填引起的土体固结基本完成后, 在潮汐环境的影响下, 桩周土体内超静孔隙水压力将随着潮汐水位变化产生一定的幅度的波动。

## 参考文献

- [1] 黄志军. 桩基负摩阻力问题探讨[J]. 甘肃科技纵横. 2004, 33 (6): 127-128
- [2] 徐书平, 刘祖德. 比奥固结理论在堆填预压加固工程场地中的应用[J]. 岩土力学. 2003, 26 (2): 307-310
- [3] 高晖. ABAQUS 在软基固结过程分析中的应用研[D]. 武汉. 武汉理工大学. 2006
- [4] 殷宗泽, 朱泓, 许国华. 土与结构接触面的变形及其数值模拟[J]. 岩土工程学报. 1994, 16 (3): 15-22
- [5] 陈倩. 浙江近海潮汐潮流三维数值模拟[D]. 杭州. 浙江大学. 2002
- [6] 叶正强, 李爱群等. 粘性土的渗透规律性研究[J]. 东南大学学报. 1999, 29 (5): 121-125
- [7] 李又云, 刘保健, 谢永利. 软土结构性对渗透及固结沉降的影响[J]. 岩石力学与工程学报 2006, 25 (2): 3587-3592