

软土流变理论及其在排水预压加固分析中的应用

赵维炳 施建勇

(河海大学岩土工程研究所 南京 210098)

摘要 介绍近年来有关软土固结与流变理论及排水预压加固分析方法等研究成果。在软土流变方面,先后引用了广义 Voigt 模型和椭圆-抛物线双屈服面基础上的修正 Kormanura-Huang 模型,分别用于粘弹性和粘弹-粘塑性分析,同时提出了确定软粘土参数的方法。在考虑软土粘弹性的固结理论解方面,先后提出了一维及轴对称固结普遍解析解,提出了 Gibson-Lo 方法和考虑并阻的 Barron 解的近似性,证明了 Carrillo 定理的适用条件。在砂井排水预压固结分析方面,先后提出了考虑软土粘弹性的真空预压半解析分析方法和考虑软土粘弹-粘塑性的有限元分析方法。理论计算结果与工地实测资料吻合,说明所提出的本构关系模型、参数确定方法及排水预压固结分析方法是正确和合理的,可推广应用于实际工程的设计预测和后验论证。

关键词 土力学 软土 流变 砂井排水 固结 计算方法

软粘土的流变性质影响软基的变形和稳定性,应引起重视^[1]。现有工程设计中,大多采用弹性解析理论,不考虑侧向变形,计算结果与工地实测值相差较大。沉降量时间对数经验曲线法,可估算流变影响,但缺乏严格的理论基础,有关参数难以由室内试验推求,由工地实测资料确定又受到地质和荷载条件的严格限制。自 60 年代以来,河海大学对软土固结和流变理论进行了研究,尤其近年来又推广到广义组合流变模型,扩大了适用范围,借助数值解技术,多次分析排水预压加固工程,均获得较满意的结果。

1 软粘土流变模型

软粘土的流变性质十分复杂,采用较复杂的组合流变模型,可使理论具有较广泛的适用性。

在应力水平较低情况下,软粘土的粘弹性是主要的,采用图 1 所示广义 Voigt 模型,通过室内长历时固结试验得到固结曲线,借助下降法确定模型参数,考虑了有效应力历史的影响^[2]。广义 Voigt 模型的柔度函数为

$$\delta(t) = a_0[1 + \eta_0 t + \sum_{i=1}^N a_i(1 - e^{-\eta_i t})] \quad (1)$$

式中 $a_0 = 1/E_0$; $\eta_0 = E_0/K_0$; $a_i = E_0/E_i$; $\eta_i = E_i/K_i$ 。弹簧常数 E_0, E_i , 粘滞常数 K_0, K_i 见图 1。

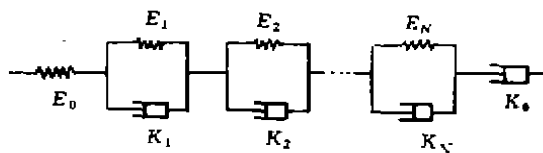


图 1 广义 Voigt 模型

应力水平较高时,采用图 2 所示修正 Kormanura-Huang 粘弹-粘塑性模型,其应变增量为

$$\{\Delta \epsilon\} = \{\Delta \epsilon^e\} + \{\Delta \epsilon^w\} + \{\Delta \epsilon^{vp}\} \quad (2)$$

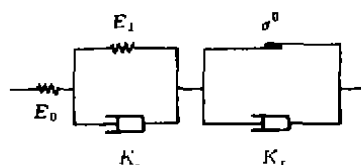


图 2 修正 Kormanura-Huang 模型

$$\text{式中} \quad \{\Delta \epsilon^e\} = \frac{1}{E_0} [A] \{\Delta \sigma\}$$

$$\begin{aligned} \{\Delta \epsilon^w\} &= \frac{\Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \{\dot{\epsilon}^w\} \\ &+ \frac{\theta \eta_e \Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \cdot \frac{1}{E_1} [A] \{\Delta \sigma\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \{\Delta \epsilon^{vp}\} &= \Delta t \{\dot{\epsilon}^{vp}\} + \theta \Delta t [H] \{\Delta \sigma\} \\ [A] &= \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\mu & 1 & -\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\mu & -\mu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) \end{bmatrix} \\ [H] &= \eta_p \left[\frac{\partial}{\partial \sigma} \left(\left\langle \frac{F_1 - F_1^0}{F_1^0} \right\rangle \left\{ \frac{\partial F_1}{\partial \sigma} \right\} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \left\langle \frac{F_2 - F_2^0}{F_2^0} \right\rangle \left\{ \frac{\partial F_2}{\partial \sigma} \right\} \right) \right] \end{aligned}$$

其中, Δt 为时间增量; θ 为非线性解法参数, 即 $\theta=0$ 为全显式法, $\theta=1$ 为全隐式法, $\theta=0.5$ 为隐式梯形法; $\eta_e = E_1/K_e$; $\eta_p = \sigma^0/K_p$; $E_0, E_1, \sigma^0, K_e, K_p$ 见图 2; 弹性泊松比 $\mu = 0.3$; $\langle \cdot \rangle$ 为开关函数, 采用双屈服面模型^[3]:

$$F_1 = p + \frac{q^2}{M_1^2(p + p_r)}$$

$$F_1^0 = \frac{h \epsilon_v^{vp}}{1 - m \epsilon_v^{vp} p_a} p_a$$

$$F_2 = a q \sqrt{\frac{q}{M_2(p + p_r) - q}}$$

$$F_2^0 = \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{E_0 E_1}{E_0 + E_1} \epsilon_s^{vp}$$

p 为球应力, q 为广义剪应力, p_a 为大气压力, ϵ_v^{vp} 为粘塑性体积应变, ϵ_s^{vp} 为粘塑性广义剪应变。因此该模型共包含 $E_0, E_1, \eta_e, \eta_p, M_1, M_2, p_r, h, m, a$ 共 10 个参数, 由室内三轴试验确定^[4]。

式(2)亦可写成

$$\begin{aligned} \{\Delta \epsilon\} &= [D]^{-1} \{\Delta \sigma\} + \frac{\Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \{\dot{\epsilon}^w\} \\ &+ \Delta t \{\dot{\epsilon}^{vp}\} \end{aligned} \quad (3)$$

其中

$$\begin{aligned} [D]^{-1} &= \frac{1}{E_0} [A] + \frac{\Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \frac{1}{E_1} [A] \\ &+ \theta \Delta t [H] \end{aligned}$$

粘弹性和粘塑性应变速率分别为

$$\{\dot{\epsilon}^w\} = \frac{1}{E} \eta_e [A] \{\sigma\} - \eta_e \{\epsilon^w\} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \{\dot{\epsilon}^{vp}\} &= \eta_p \left(\left\langle \frac{F_1 - F_1^0}{F_1^0} \right\rangle \left\{ \frac{\partial F_1}{\partial \sigma} \right\} \right. \\ &\quad \left. + \left\langle \frac{F_2 - F_2^0}{F_2^0} \right\rangle \left\{ \frac{\partial F_2}{\partial \sigma} \right\} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

2 饱和粘弹性土体固结解析解

2.1 竖向单面排水情况

固结基本方程为

$$\begin{aligned} \frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} &= \delta_s(0) \frac{\partial u}{\partial t} \\ &+ \int_0^t \frac{\partial u}{\partial \tau} \cdot \frac{d\delta_s(t-\tau)}{d(t-\tau)} d\tau \end{aligned} \quad (6)$$

式中 k_v 为竖向渗透系数; γ_w 为水容重; u 为超静孔隙水压力; δ_s 及 $a_{0s} = \delta_s(0)$ 的下标“s”表示有侧限条件。取边界条件和初始条件为

$$u|_{z=0} = 0, \frac{\partial u}{\partial z}|_{z=H} = 0, u|_{t=0} = u_0 \quad (7)$$

式中 H 为压缩层厚度; u_0 为初始孔压。

分离变量和拉普拉斯变换法解得

$$\begin{aligned} u(z, t) &= u_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} \\ &\cdot (1 - K_{mv} y_0 - K_{mv} \sum_{l=1}^{N+1} y_l e^{\lambda_l t}) \quad (8) \end{aligned}$$

其中

$$K_{mv} = \frac{M^2 k_v}{\gamma_w H^2 a_{0s}}$$

$$M = \frac{(2m-1)\pi}{2}$$

$$y_0 = \frac{1}{K_{mv} + \eta_0}$$

$\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_{N+1}$ 是以下 $N+1$ 次多项式方程的根:

$$\begin{aligned} &(\lambda + K_{mv} + \eta_0) \prod_{l=1}^N (\lambda + \eta_l) \\ &+ \lambda \sum_{j=1}^N a_j \eta_j \prod_{\substack{l=1 \\ l \neq j}}^N (\lambda + \eta_l) \\ &= \lambda^{N+1} + \sum_{l=1}^{N+1} f_l \lambda^{N+1-l} = 0 \end{aligned}$$

$y_1, y_2, \dots, y_{N+1}$ 通过解以下联立方程组得到

$$\begin{aligned} \sum_{l=1}^{N+1} y_l &= -y_0 \\ \sum_{l=1}^{N+1} [\sum_{j=1}^{N+1} \lambda_j] y_l &= y_0 f_1 - 1 \\ \sum_{l=1}^{N+1} [\sum_{\substack{j_1=1 \\ j_1 \neq l}}^{N+2-k} \lambda_{j_1} \sum_{\substack{j_2=j_1+1 \\ j_2 \neq l}}^{N+3-k} \lambda_{j_2} \cdots \sum_{\substack{j_k=j_{k-1}+1 \\ j_k \neq l}}^{N+1} \lambda_{j_k}] y_l \\ &= (-1)^{k-1} [y_0 f_k - \sum_{j_1=1}^{N+2-k} \eta_{j_1} \sum_{j_2=j_1+1}^{N+3-k} \eta_{j_2} \cdots \\ &\quad \cdots \sum_{j_{k-1}=j_{k-2}+1}^N \eta_{j_{k-1}}] \quad (k=2, 3, \dots, N) \end{aligned}$$

整个压缩层 t 时刻的总压缩量为

$$\begin{aligned} W(t) &= \frac{2u_0 k_v}{\gamma_w H} \sum_{m=1}^{\infty} [y_0 \eta_0 t \\ &\quad + y_0^2 k_{mv} \cdot (1 + \sum_{l=1}^N a_l) + \sum_{l=1}^{N+1} (1 \\ &\quad + \frac{\eta_0}{\lambda_l} + \sum_{j=1}^N \frac{a_j \eta_j}{\lambda_j + \eta_j}) y_l e^{\lambda_l t}] \quad (9) \end{aligned}$$

钱家欢-王盛源理论解^[1]、Gibson 理论解^[5]及太沙基理论解均为上述理论解的特殊情况。

2.2 轴对称固结情况

等应变条件下, 砂井地基饱和粘弹性土体轴对称固结基本方程组为^[6]

$$\left. \begin{aligned} \frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \bar{u}_z}{\partial z^2} + \frac{2k_h}{F\gamma_w r_e^2} (u_w - \bar{u}_z) \\ = 3(1-2\mu) [\delta(0) \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial t} \\ + \int_0^t \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial \tau} \cdot \frac{d\delta(t-\tau)}{d(t-\tau)} d\tau] \\ \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{2(n^2-s^2)k_h}{Fk_w r_e^2} (u_w - \bar{u}_z) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

边界条件和初始条件为

$$\left. \begin{aligned} u_w|_{z=0} = 0, \quad \frac{\partial u_w}{\partial z} \Big|_{z=H} = 0 \\ \bar{u}_z \Big|_{z=0} = 0, \quad \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial z} \Big|_{z=H} = 0 \\ \bar{u}_z \Big|_{t=0} = u_0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

分离变量法和拉普拉斯变换法解得:

$$\left. \begin{aligned} \bar{u}_z &= u_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} (1 - k_m y_0 \\ &\quad - k_m \sum_{l=1}^{N+1} y_l e^{\lambda_l t}) \\ u_w &= u_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \frac{(n^2-s^2)G}{(n^2-s^2)G + M^2 n^2 F} \\ &\quad \cdot \sin \frac{Mz}{H} (1 - k_m y_0 - k_m \sum_{l=1}^{N+1} y_l e^{\lambda_l t}) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中 $G = \frac{2H^2 k_h}{\gamma_w^2 k_w}$ 为井阻因子; $F = \frac{n^2}{n^2-s^2} \ln \frac{n}{s} - \frac{3n^2-s^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s} \cdot \frac{n^2-s^2}{n^2} \ln s$, $n = r_e/r_w$ 为井径比, $s = r_s/r_w$ 为涂抹半径比, r_w 为砂井半径, r_s 为涂抹区半径, r_e 为单井有效排水区域半径, k_w 为砂井中渗透系数, k_s 为涂抹区渗透系数, k_h 和 k_v 为原状粘土水平和竖向渗透系数, y_0, y_l, λ_l 与竖向固结时相同, 但 k_m 应换成:

$$\begin{aligned} k_m &= \frac{1}{3(1-2\mu)a_0 r_w} \left[\frac{M^2 k_v}{H^2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{M^2 n^2 F}{M^2 n^2 F + (n^2-s^2)G} \cdot \frac{2k_h}{Fr_l^2} \right] \end{aligned}$$

钱家欢-郭志平理论解^[1]和 Barron 解^[7]均为上述理论解的特殊情况。应该指出, 考虑井阻影响时, Barron 求解方法不合理, 使解不满足基本方程组, 因此只是近似解。

数学上可证明, Carrillo 定理^[8]不适用于粘弹性土体、非一次性瞬时加载及非齐次边界条件等情况^[6]。

对比分析结果表明, Barron, Hansbo 及 Yoskichika 理论解与式(12)在不计粘弹性影响时差别不大, 但曾国熙公式前期误差较大^[9]。此外, 砂井地基计算中, 由于侧向变形影响, 应采用三维固结系数, 而总应力重分布影响可不计。

3 粘弹性砂井地基半解析分析方法

对于真空预压砂井地基固结分析课题,

可采用孔压按解析解计算, 位移按数值求解的半解析方法进行计算。它考虑了砂井地基的三维排水固结、井阻和涂抹影响、软土粘弹性^[10], 经改进后推广至成层地基情况^[11]。

3.1 孔压计算公式

真空预压砂井地基孔压为

$$u = -u_v \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} k_m (y_0 + \sum_{j=1}^{N+1} y_j e^{\lambda_j t}) \quad (13)$$

式中 u_v 为抽真空压力, 其余符号与式(12)中相同。

3.2 位移计算公式

根据边界单元法, 地基内任一点 P 的位移可按式计算

$$W_k(P) = \sum_{i=1}^L g_i^k \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M(z_i + z_{i+1})}{2H} T_{mi}(t) \quad (14)$$

式中 z_i 为 i 土层顶面深度; $g_i^k = \int_{\Omega_i} u_i \epsilon_v^k d\Omega$, Ω_i 为 i 土层区域, ϵ_v^k 为体积应变基本解, 即成层弹性地基(j 土层弹性模量 E , 取 α_0^{-1}) 中 P 点沿 k 方向作用单位集中力时积分点的体积应变。

$$T_{mi}(t) = [k_m y_0 \eta_0 t + y_0 k_m^2 (1 + \sum_{l=1}^N a_l) + k_m \sum_{l=1}^{N+1} (1 + \frac{\eta_0}{\lambda_l}) + \sum_{j=1}^N \frac{a_j \eta_j}{\lambda_j + \eta_j} y_j e^{\lambda_j t}]_i$$

半解析方法不必解大型方程组, 不必存贮孔压变化过程, 从而减少了占用计算机的容量和时间。

3.3 计算实例

某试验区长 80 m, 宽 50 m, 真空压力 $u_v = 80$ kPa, 砂井梅花形布置间距 1.2 m, 直径 7 cm, 长 10 m。地面以下 10 m 为滨海相沉积淤泥、流变性质显著, 采用 Merchant 三元件模型($N = 1, \eta_0 = 0$), $\alpha_0 = 1.089(\text{MPa})^{-1}$, a_1

$= 0.14951$, $\eta_1 = 3.29 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, 渗透系数 $k_h = k_v = 4.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$, 泊松比 $\mu = 0.42$ 。砂井中渗透系数 $k_w = 0.01 \text{ cm/s}$, 涂抹参数取 $s = 1.2$, $k_h/k_s = 7.0$ 。

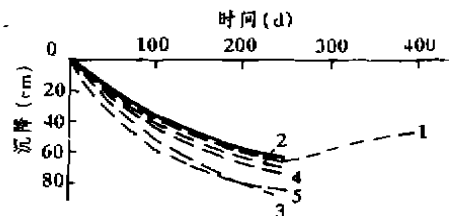


图3 地面最大沉降时程线

图3中实线为加固区中点地面沉降实测过程线, 虚线为计算值; 线1~3考虑粘弹性, 线4~5不考虑粘弹性(E 取 $1/[a_0(1 + \alpha_1)]$); 线1考虑涂抹和井阻, 线2和4仅考虑涂抹, 线3和5不考虑井阻和涂抹。可见粘弹性和涂抹影响很大, 不容忽视。

考虑粘弹性、井阻和涂抹影响, 求得的加固区中点深层沉降和边缘外 5 m 侧向位移如图4和图5所示, 与工地实测吻合, 说明半解析分析方法是有效的。

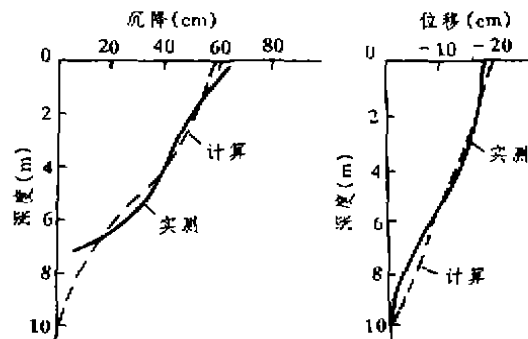


图4 沉降沿深度分布 (t = 200d) 图5 侧向位移沿深度分布 (t = 200d)

4 砂井地基粘弹-粘塑性分析有限元方法

基于前述粘弹-粘塑性模型, 提出如下有限元方法, 用于分析塑性对排水预压软基的影响。

4.1 有限元方法

步骤如下:

a. 计算粘弹性应变速率 $\{\dot{\epsilon}^w\}$ 和粘塑性应变速率 $\{\dot{\epsilon}^{vp}\}$ 及粘弹-粘塑性矩阵 $[D]$ 。

b. 计算虚拟荷载列阵

$$\{\Delta R^*\} = \{\Delta R\} + \iiint [B]^T [D] \cdot \left(\frac{\Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \{\dot{\epsilon}^w\} + \Delta t \{\dot{\epsilon}^{vp}\} \right) dx dy dz$$

式中 $\{\Delta R\}$ 为实际外荷载列阵; $[B]$ 为应变矩阵。

c. 计算劲度矩阵

$$[K] = \iiint [B]^T [D] [B] dx dy dz$$

$$[K'] = \iiint [B]^T \{M\} [N] dx dy dz$$

$$[\tilde{K}] = \frac{\Delta t}{\gamma_w} \iiint (k_x \left\{ \frac{\partial N}{\partial x} \right\} \left\{ \frac{\partial N}{\partial x} \right\}^T + k_y \left\{ \frac{\partial N}{\partial y} \right\} \left\{ \frac{\partial N}{\partial y} \right\}^T + k_z \left\{ \frac{\partial N}{\partial z} \right\} \left\{ \frac{\partial N}{\partial z} \right\}^T) dx dy dz$$

式中 N 为形函数; k 为渗透系数; $\{M\} = [1, 1, 1, 0, 0, 0]^T$ 。

d. 求解以下方程组得孔压 $\{\beta\}$ 位移增量 $\{\Delta \delta\}$

$$\begin{bmatrix} K & K' \\ K'^T & \tilde{K} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta R^* \\ 0 \end{Bmatrix}$$

e. 计算应力、应变增量

$$\{\Delta \sigma\} = [D] \left([B] \{\Delta \delta\} - \frac{\Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \{\dot{\epsilon}^w\} - \Delta t \{\dot{\epsilon}^{vp}\} \right)$$

$$\{\Delta \epsilon\} = [B] \{\Delta \delta\}$$

$$\{\Delta \epsilon^w\} = \frac{\Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \{\dot{\epsilon}^w\}$$

$$+ \frac{\theta \eta_e \Delta t}{1 + \theta \eta_e \Delta t} \frac{1}{E_1} [A] \{\Delta \sigma\}$$

$$\{\Delta \epsilon^{vp}\} = \Delta t \{\dot{\epsilon}^{vp}\} + \theta \Delta t [H] \{\Delta \sigma\}$$

f. 计算 $t + \Delta t$ 时刻总位移、总应力和总应变

$$\{\delta\} = \{\delta\}' + \{\Delta \delta\}$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma\}' + \{\Delta \sigma\}$$

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon\}' + \{\Delta \epsilon\}$$

$$\{\epsilon^w\} = \{\epsilon^w\}' + \{\Delta \epsilon^w\}$$

$$\{\epsilon^{vp}\} = \{\epsilon^{vp}\}' + \{\Delta \epsilon^{vp}\}$$

4.2 计算实例

某高速公路试验路段位于海边, 地面以下 9 m 为流塑状态的淤泥, $w = 67\%$, $e = 1.870$, 其中 5 m 深有厚约 0.5 m 的粉细砂夹层; 9 ~ 16.5 m 深为软塑状态的淤泥质粘土, w 在 40% 左右, $e = 1.0 \sim 1.4$, 16.5 ~ 18.9 m 深为亚粘土, $w = 37\%$, $e = 1.1$; 其下为粉细砂。室内试验测定的各土层参数见文献 [12]。第五试验段采用塑料板排水预压方法加固, 等效井径 7 cm, 间距 1.3 m, 长 14.5 m。该段长 75 m, 底宽 69 m, 填土高 3 m 处设 10 m 宽反压护道, 坡比 1:2。填土高度和路堤中心点表面沉降过程如图 6 所示, 坡脚处水平位移如图 7 所示。由图可见, 计算结果与工地实测值吻合, 表明提出的粘弹-粘塑性模型和有限元分析方法是合理的, 考虑软土流变性质是必要的, 粘塑性影响较小与应力水平较低有关。

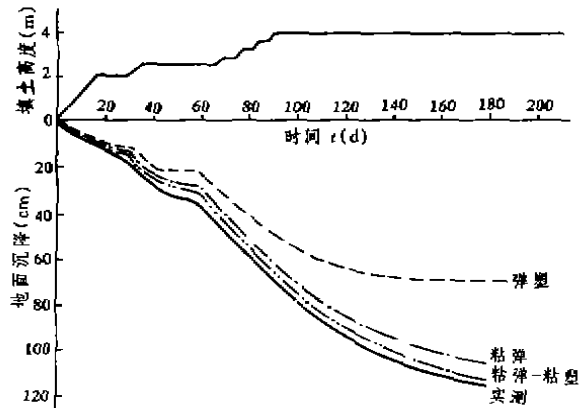


图 6 中点地面沉降-时间曲线

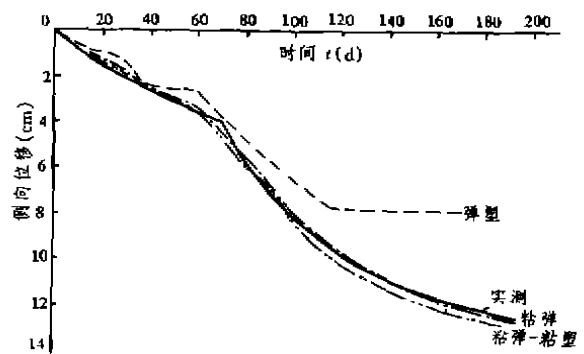


图 7 坡脚侧向位移-时间曲线

参考文献

- 1 钱家欢. 粘弹性理论在土力学方面的应用. 高等学校自然科学学报(土木建筑水利版), 1966(1):73 ~ 80
- 2 赵维炳. 广义 Voigt 模型模拟的饱水土体一维固结理论及其应用. 岩土工程学报, 1989, 11(5): 78 ~ 85
- 3 殷宗泽. 一个土体的双屈服面应力-应变模型. 岩土工程学报, 1988, 10(1):64 ~ 71
- 4 赵维炳, 詹美礼, 顾吉. 粘弹塑性本构模型及其参数确定. 见:中国青年学者岩土工程力学与应用讨论会论文集. 北京: 科学出版社, 1994. 104 ~ 109
- 5 Lo K. Y. Secondary compression of clay. Proc. ASCE JSMFD 1961, 87(SM4):81 ~ 86
- 6 赵维炳. 广义 Voigt 模型模拟的饱和土体轴对称固结理论解. 河海大学学报, 1988, 16(5):47 ~ 56
- 7 Barron R. A. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. Transaction ASCE, 1948, 113:718 ~ 733
- 8 Carrillo N. Simple two-and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. J of Math and Phys, 1942, 21(1):1 ~ 5
- 9 赵维炳, 钱家欢. 砂井固结理论应用中的几个问题. 港口工程, 1988(2):21 ~ 28
- 10 钱家欢, 赵维炳. 真空预压砂井地基固结分析的半解析方法. 中国科学 A 辑, 1988(4):439 ~ 448
- 11 赵维炳. 砂井地基固结分析半解析方法的改进. 岩土工程学报, 1991, 13(4):51 ~ 58
- 12 余志远, 赵维炳, 顾吉. 粘弹-粘塑性软基排水预压的三维有限元分析. 河海大学学报, 1995, 23(5):1 ~ 7

(收稿日期:1995-04-20)

· 简讯 ·

国际学术会议消息

会 议 名 称	时 间(1996)	地 点
第一届国际流体力学进展会议	6月11~13日	美国新奥尔良
2000年生态水力学会议	6月11~14日	加拿大魁北克城
第十一届国际港口会议	6月17~21日	比利时安特卫普
96国际水质, 第十八届国际水质协会两年一次年会	6月24~28日	新加坡 Suntec
流量控制原理与实践会议	7月1~5日	法国科西嘉岛
水电站模型、试验与监测会议	7月8~11日	瑞士洛桑
第八届国际激光技术应用于流体力学研讨会	7月8~11日	葡萄牙里斯本
LAHR 第二届非洲地区“由涝到旱”两年一次年会	8月5~7日	南非洛斯特城
第一届1996国际海岸环境会议	8月7~9日	巴西里约热内卢
LAHR 第十届亚太地区会议	8月26~29日	马来西亚凌家卫岛
LAHR'96 第十三届国际冰研讨会	8月27~30日	中国北京
国际水库开发与管理冲突问题会议	9月3~5日	英国伦敦
三维速度-旋度测量与数据分析技术会议	9月3~6日	瑞典
第六届国际水流模型与湍流测定研讨会	9月8~10日	美国塔拉哈西
LCCORES 国际水库淤积会议	9月9~13日	美国科罗拉多
第七届国际城市暴雨排泄会议	9月9~13日	德国汉诺威
ECCOMAS 第二届工程数学方法会议	9月9~13日	法国巴黎
96流体信息研讨会	9月9~13日	瑞士苏黎世
第六届国际96水文软件, 水利工程软件会议	9月10~12日	马来西亚槟榔屿
国际堰、工程设计与环境影响会议	9月10~13日	英国加的夫
LAHR 第十八届水力机械与空蚀研讨会	9月16~19日	西班牙巴伦西亚
ECWATECH'96 国际水生态学与技术会议	9月17~21日	俄罗斯莫斯科
Rivertech'96 第一届国际河流新概念会议	9月22~25日	美国芝加哥
第二届国际利用激光技术进行振动测定会议	9月23~25日	意大利安科纳
LAHR 拉丁美洲地区第十七届大会	10月21~25日	厄瓜多尔瓜亚基尔
在潮湿热带环境中国际水文研讨会	11月17~22日	牙买加金斯敦

(元国江 供稿)