

软土地基上填土桥坡工后沉降三维有限元研究

安关峰¹, 李红², 施建华³

(1. 中国地质大学工程学院, 湖北武汉 430074; 2. 广州市地下铁道总公司, 广东广州 510030; 3. 广州市市政集团, 广东广州 510060)

摘要: 采用适用于上海饱和软土的非线性粘弹塑性模型, 研制了三维有限元软件. 应用该软件对软土地基上填土桥坡的工后沉降进行了三维有限元研究, 并将计算值与实测结果作了比较, 认为软土路基的蠕变效应是造成桥坡工后沉降的主要因素.

关键词: 非线性; 弹粘塑性; 三维有限元; 工后沉降.

中图分类号: TU433; U416.1 **文献标识码:** A

文章编号: 1000-2383(2001)06-0638-05

作者简介: 安关峰(1970—), 男, 2000年毕业于同济大学, 获博士学位, 现在中国地质大学工程学院进行博士后研究, 主要从事岩土工程数值研究.

0 引言

上海地处东海之滨, 地基为深厚软土, 公路建设最棘手的问题就是软土上填土路堤, 特别是桥坡的工后沉降问题. 路面的工后沉降会影响路况质量和通车营运效果, 而桥坡的工后沉降如果过大, 则会引起跳车, 危害尤甚. 故加强对软土上桥坡工后沉降规律的研究, 具有很强的现实意义.

工后沉降目前的主要研究方法为: (1) 考虑瞬时沉降、主固结沉降及次固结沉降而推求最终沉降的方法; (2) 忽略瞬时沉降与次固结沉降对主固结沉降进行经验修正求得最终沉降的方法. 但在软基上高等级道路路堤高而宽的情况下, 即使通过软基处理固结度很大, 路堤的工后沉降仍很大. 京津塘高速公路追踪观测结果表明, 对已做过排水固结处理, 软土固结度接近 100% 的软基, 每年仍以 1.0~1.5 cm 的速率发生沉降. 需要指出的是软土的主固结与次固结沉降很难分开. 所以本文试图从软土流变的理论来计算软土路基的工后沉降.

桥坡沉降源于两方面: 一是桥头回填土的压缩变形; 二是桥坡段路基的沉降. 由于桥头回填土可采取严格施工措施减小压缩变形, 笔者认为软土路基的蠕变效应是造成桥坡工后沉降的主要因素.

1 非线性弹粘塑性模型

上海饱和软粘土流变以粘塑性为主, 粘弹性是次要的, 可简化为弹粘塑性体^[1]. 在理论模型的基础上添加经验模型能很好地反映软土的流变性^[2]. 故本文采用线性粘塑性理论模型与文献^[2]提供的非线性粘塑性经验模型叠加的综合模型对上海软土路基在荷载作用下的蠕变沉降进行研究. 该模型将土体的流变分离成线性流变部分和非线性流变部分, 对线性流变部分用线性模型理论来描述, 而非线性流变部分则用经验模型来描述, 作为对线性部分的修正. 这种处理方法不但避免了复杂且难于理解的纯非线性模型理论, 而且没有过多地依赖于纯经验模型, 而是将两者结合起来描述粘土的非线性流变.

在处理非线性连续体问题时, 通常假定, 可把总应变 $\boldsymbol{\varepsilon}$ 分为弹性分量 $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ 、粘塑性线性分量 $\boldsymbol{\varepsilon}_{l, vp}$ 和粘塑性非线性分量 $\boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}$ 三部分, 总应变可表示为 $\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_e + \boldsymbol{\varepsilon}_{l, vp} + \boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}$ (粘塑性总应变 $\boldsymbol{\varepsilon}_{vp} = \boldsymbol{\varepsilon}_{l, vp} + \boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}$), 则总应变率为:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{l, vp} + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{n, vp} \quad (1)$$

式中“ \cdot ”代表对于时间的微分.

1.1 弹性应变率

依赖于弹性应变率的总应力率按下式计算,

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_e \quad (2)$$

式中: \mathbf{D} 为弹性矩阵.

1.2 线性粘塑性应变

根据标量形式的屈服条件

$$F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\varepsilon}_{1, vp}) - F_0 = 0 \tag{3}$$

确定是否出现粘塑性状态,式中 F_0 是单向屈服应力,它本身可以是强化参数 κ 的函数.这里假定,只有当 $F > F_0$ 时才出现粘塑性流动.本文的有限元程序含有 4 个常用屈服准则:即 Tresca 准则、Von Mises 准则、Mohr-Coulomb 准则和 Drucker-Prager 准则.

认为粘塑性应变速率只由当前应力确定这一方案,作为确定粘塑性应变的法则,因此有

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp} = f(\boldsymbol{\sigma}). \tag{4}$$

由以下粘塑性流动法则给出了式(4)的一个显式,即

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp} = \gamma \langle \Phi(F) \rangle \partial Q / \partial \boldsymbol{\sigma}. \tag{5}$$

式中, $Q = Q(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\varepsilon}_{1, vp}, \kappa)$ 是“塑性”势,而 γ 是控制塑性流动率的流动参数.项 $\Phi(F)$ 对于 $x > 0$ 是正的单调递增函数,符号 $\langle \rangle$ 表示:

$$\begin{aligned} \text{当: } x > 0, \langle \Phi(x) \rangle &= \Phi(x); \\ \text{当: } x \leq 0, \langle \Phi(x) \rangle &= 0. \end{aligned} \tag{6}$$

我们采用相关联的塑性流动法则,这时有 $F = Q$,因而表达式(1)至(5)可变为:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp} = \gamma \langle \Phi(F) \rangle \partial F / \partial \boldsymbol{\sigma} = \gamma \langle \Phi(F) \rangle \boldsymbol{a}. \tag{7}$$

式中 \boldsymbol{a} 为流动矢量. Φ 有以下两种形式:

$$\Phi(F) = e^{M(F-F_0/F_0)} - 1, \tag{8a}$$

$$\Phi(F) = \left(\frac{F-F_0}{F_0} \right)^N. \tag{8b}$$

式中: M 和 N 是给定的常数,文献[3]研究了 1~3 范围的 M 和 N 对岩土材料的变形影响,结果表明 M, N 值对变形影响不大.故对岩土材料可取 1.0.

由式(7)表示的应变率法则,用隐式的时间步进方案,可由下式确定在时间间隔内所产生的应变增量:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{1, vp}^{t+\Delta t} = \Delta t [(1-\Theta) \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^t + \Theta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^{t+\Delta t}]. \tag{9}$$

当 $\Theta = 0$ 时,为“全显式法”(或前向差分法);当 $\Theta = 1$ 时,为“全隐式法”(或后向差分法); $\Theta = 1/2$ 时,为“隐式梯形法”.

为求出式(9)中的 $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^{t+\Delta t}$,我们可以用有限 Taylor 级数展开式并写成

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^{t+\Delta t} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^t + [\mathbf{H}^t] \Delta \boldsymbol{\sigma}^t. \tag{10}$$

式中

$$[\mathbf{H}^t] = \left(\partial \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^t / \partial \boldsymbol{\sigma}^t \right)^n = [\mathbf{H}^t(\boldsymbol{\sigma}^t)], \tag{11}$$

而 $\Delta \boldsymbol{\sigma}^t$ 是在时间间隔 Δt 内产生的应力改变量.于是,式(9)可重新写为

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{1, vp}^{t+\Delta t} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^t \Delta t + [\mathbf{C}^t] \Delta \boldsymbol{\sigma}^t. \tag{12}$$

式中

$$[\mathbf{C}^t] = \Theta \Delta t [\mathbf{H}^t]. \tag{13}$$

式(11)定义 \mathbf{H} 矩阵,它的特征值确定了可用于显式积分法的极限步长 Δt . 矩阵 \mathbf{H} 与应力值有关,其具体计算可参考有关文献.

1.3 非线性粘塑性应变

求算非线性粘塑性应变可按式:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp} = (1/A_0 \langle \Phi(F) \partial Q / \partial \boldsymbol{\sigma} \rangle)^{m_0} + (1/A_t \langle \Phi(F) \partial Q / \partial \boldsymbol{\sigma} \rangle)^m \cdot t^\beta. \tag{14}$$

式中: A_0, A_t, m_0, m, β 均为实验所测值.取 $Q = F, \langle \Phi(F) \rangle, \partial Q / \partial \boldsymbol{\sigma}$ 的意义同前.非线性粘塑性应变增量由两个时步的应变值之差求得:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}^{t+\Delta t} = \boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}^{t+\Delta t} - \boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}^t. \tag{15}$$

综上所述,土的粘弹塑性本构模型可用图 1 来表示.

1.4 应力增量

用式(2)的增量形式得到

$$\begin{aligned} \Delta \boldsymbol{\sigma}^t &= [\mathbf{D}] \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_e^t = \\ &[\mathbf{D}] (\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{t+\Delta t} - \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{1, vp}^{t+\Delta t} - \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}^{t+\Delta t}), \end{aligned} \tag{16}$$

或者用位移增量来表示总的应变增量

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^t = [\mathbf{B}^t] \Delta \boldsymbol{d}^t. \tag{17}$$

将(12), (15), 代入式(16)并整理得

$$\Delta \boldsymbol{\sigma}^t = [\hat{\mathbf{D}}^t] ([\mathbf{B}^t] \Delta \boldsymbol{d}^t - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{1, vp}^t \Delta t - \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n, vp}^{t+\Delta t}). \tag{18}$$

式中

$$\begin{aligned} [\hat{\mathbf{D}}^t] &= (\mathbf{I} + [\mathbf{D}][\mathbf{C}^t])^{-1} [\mathbf{D}] = \\ &[\mathbf{D}]^{-1} + [\mathbf{C}^t]^{-1}. \end{aligned} \tag{19}$$

在式(17)和式(18)中, $[\mathbf{B}^t]$ 为应变矩阵.

1.5 平衡方程求解

在任一瞬时 t 都要满足平衡方程

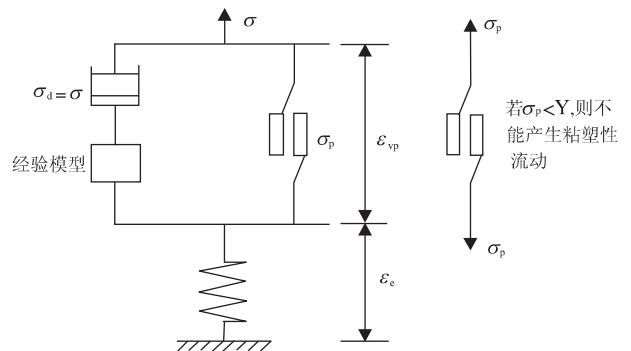


图 1 弹粘塑性模型

Fig. 1 Elastic-visco-plastic model

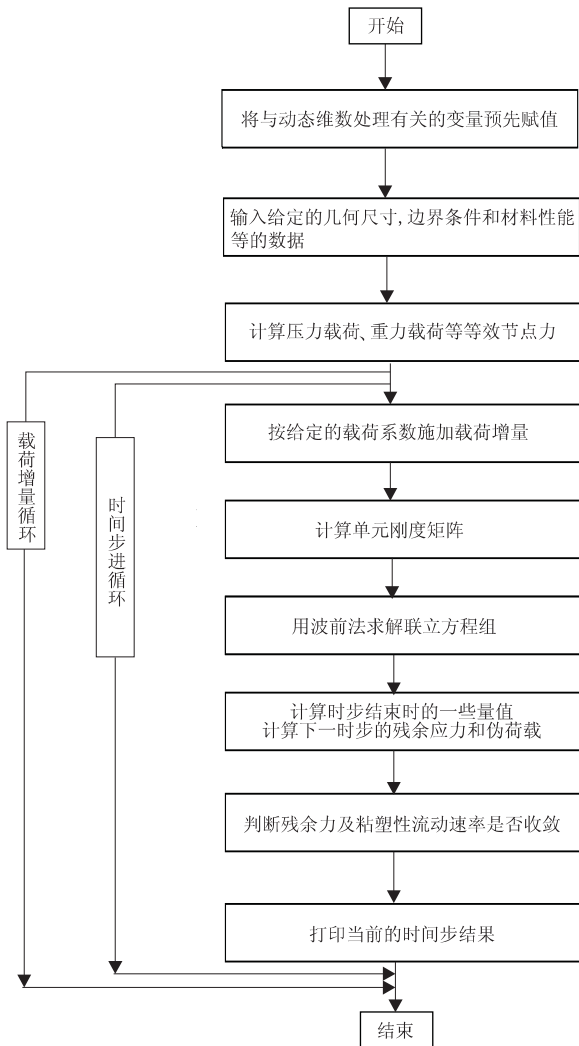


图 2 软件流程
Fig. 2 Flow chart

$$\int_{\Omega} [\mathbf{B}]^T \boldsymbol{\sigma}' d\Omega + \mathbf{f}' = 0, \quad (20)$$

式中: \mathbf{f}' 是由作用的面力、体力、热荷载等所产生的等效结点荷载矢量. 在时间增量过程中, 必须满足由式(21)的增量形式所给出的平衡方程, 即

$$\int_{\Omega} [\mathbf{B}]^T \Delta \boldsymbol{\sigma}' d\Omega + \Delta \mathbf{f}' \neq 0, \quad (21)$$

式中: $\Delta \mathbf{f}'$ 表示荷载在时间间隔 Δt 内的变化. 工程中大量问题的荷载增量, 是按不连续的时间间隔施加的, 除了第一次时间间隔有增量变化外, 对于其他时间步 $\Delta \mathbf{f}' = 0$.

用式(21)可以算出在时间步长 Δt 的位移增量为 $\Delta \mathbf{d} = [\mathbf{K}_T']^{-1} \Delta \mathbf{V}'$,

$$\Delta \mathbf{V}' = \int_{\Omega} [\mathbf{B}]^T [\hat{\mathbf{D}}] (\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_{1, \text{vp}}' \Delta t + \Delta \boldsymbol{\epsilon}_{n, \text{vp}}^{t+\Delta t}) d\Omega + \Delta \mathbf{f}' \quad (23)$$

式中 $[\mathbf{K}_T']$ 是具有下列形式的切线刚度矩阵:

$$[\mathbf{K}_T'] = \int_{\Omega} [\mathbf{B}]^T [\hat{\mathbf{D}}] [\mathbf{B}] d\Omega. \quad (24)$$

而 $\Delta \mathbf{V}'$ 称为伪荷载增量. 当把位移矢量回代到式(18)时, 给出应力增量, 因此有

$$\boldsymbol{\sigma}^{t+\Delta t} = \boldsymbol{\sigma}' + \Delta \boldsymbol{\sigma}', \quad (25)$$

$$\mathbf{d}^{t+\Delta t} = \mathbf{d}' + \Delta \mathbf{d}', \quad (26)$$

$$\Delta \boldsymbol{\epsilon}_{\text{vp}} = [\mathbf{B}]^t \Delta \mathbf{d}' - [\mathbf{D}]^{-1} \Delta \boldsymbol{\sigma}'. \quad (27)$$

于是有

$$\boldsymbol{\epsilon}_{\text{vp}}^{t+\Delta t} = \boldsymbol{\epsilon}_{\text{vp}}' + \Delta \boldsymbol{\epsilon}_{\text{vp}}. \quad (28)$$

用应变率的检查方法, 可以检查是否已达到了静态或稳态条件. 即在每一时间间隔要计算 $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_{\text{vp}}$, 直到这个量小到容许的数值时就可中止时间步进过程.

研制的软件流程如图 2.

2 浦东南干线某桥接坡工后沉降计算

浦东南干线是连接浦东国际机场和市区的一条重要高等级高速公路. 公路主线宽 50 m, 若包括两侧绿化带, 则宽度可达 100 m. 高速公路全线地处上海典型的软土区, 沿途跨越多条河渠, 修建有多座桥涵. 鉴于在一般的道路修建中, 桥与路的完善连接表现在桥坡段的平顺过渡, 为达到此目的, 对桥接坡工后沉降的研究实属必要. 该桥接坡路基采用堆载预压的方式处理后, 对桥接坡的沉降进行了较为详细的长时间观测, 故本文用此观测结果与计算结果对比.

2.1 桥坡荷载

桥坡荷载主要由三部分构成^[4]: 行车荷载、填土荷载和路面结构荷载.

行车荷载是一种反复施加的动荷载. 为计算方便通常将行车荷载转化为均布的当量填土荷载. 填土荷载对于路基沉降计算而言是典型的分布荷载, 即无刚度基础上的分布荷载. 它是引起路基沉降的主要荷载. 路面结构荷载是均布荷载, 由于结构厚度不大, 结构材料的重度超出填土的重度不多, 故可将路面荷载看作填土的一部分.

考虑桥坡的横剖面和纵剖面, 确定桥坡荷载按三角形分布(图 3). 本文考虑到附加应力沿桥坡纵向中心线呈对称分布特点, 选定荷载分布范围 75 m × 25 m, $p_{t, \text{max}} = 40$ kPa. 荷载施加分两步: $\Delta p_{t, \text{max}1} = 10.0$ kPa, $\Delta p_{t, \text{max}2} = 30.0$ kPa.

2.2 计算几何模型

考虑基础附加应力的水平影响范围为 $2B$ (B 为

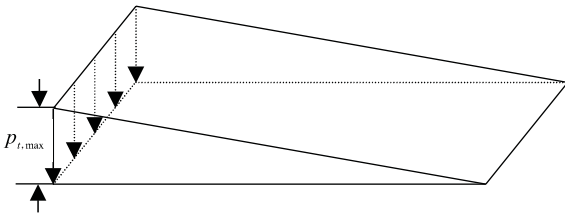


图 3 三角形荷载分布示意

Fig. 3 Schematic diagram of triangle load distribution

基础的宽度)的区域,故水平方向影响范围为 150 m×100 m.但是又考虑到附加应力沿桥坡纵向中心线呈对称分布形式,故计算时依据对称性取上述区域的 1/2,即 150 m×50 m.在竖直方向上,参照文献[4]中对路基压缩层厚度的推测,考虑地表 25 m 以内以褐黄色亚粘土、淤泥质粘土为主的区域.所以计算范围为 150 m×50 m×25 m.

2.3 基本物理参数

土体的计算参数^[4,5]:

(1)淤泥质粘土. $E_s = 1\ 667\ \text{kPa}$, $\mu = 0.4$, $\rho = 1.77\ \text{kg/dm}^3$, $c = 7.2\ \text{kPa}$, $\varphi = 14.8^\circ$, $A_0 = 390\ \text{kPa}$, $A_t = 370\ \text{kPa}$, $m_0 = 1.82$, $m = 2.378$, $\beta = 0.3$, $\gamma = 0.000\ 191\ 9\ (\text{kPa} \cdot \text{d})^{-1}$.

(2)褐黄色亚粘土. $E_s = 2\ 167\ \text{kPa}$, $\mu = 0.3$, $\rho = 1.8\ \text{kg/dm}^3$, $c = 20\ \text{kPa}$, $\varphi = 15.2^\circ$, $1/A_0 = 0$, $1/A_t = 0$, $\gamma = 0.000\ 133\ 3\ (\text{kPa} \cdot \text{d})^{-1}$.

2.4 计算结果与分析

本次剖分采用八节点六面体等参单元,得 1 300 个节点. 972 个单元,其中褐黄色亚粘土土体单元 162 个,淤泥质粘土土体单元 810 个.路基面节点编号见图 4.

路基面在填土荷载的作用下形成沉降曲面,图 5 即为在沉降时间为 60 d 的沉降曲面.图 5 清楚地显示出三角形填土荷载所形成的沉降曲面特点,纵向为楔形的沉降凹槽,而且水平方向上在三角形荷载最大值的中心点(由于纵向对称性,本文为 1201

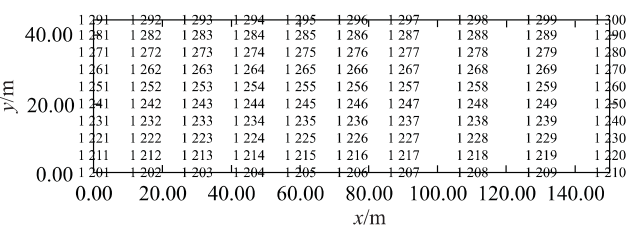


图 4 路基面点号分布

Fig. 4 Layout of node No distribution of road base

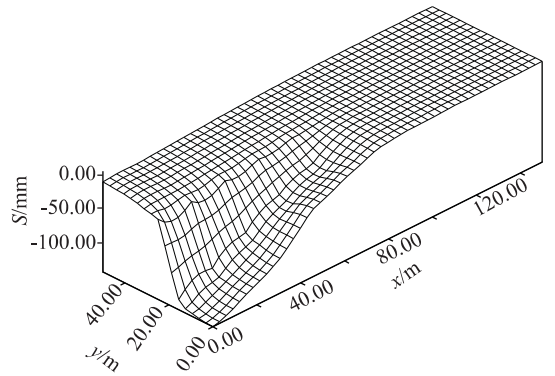


图 5 60 d 路基面沉降曲面

Fig. 5 Settlement surface of road base after 60 days

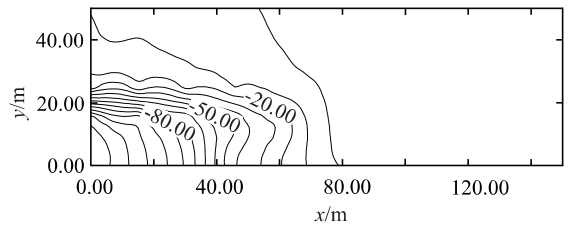


图 6 60 d 路基面沉降等值线(单位:mm)

Fig. 6 Settlement contour of road base after 60 days

号点)沉降值最大.图 6 为对应图 5 的水平向沉降等值线.

2.5 沉降理论预测值和实测值比较

1201,1203 点沉降随时间变化的理论预测值和实测值曲线见图 7,图 8.由图 7,8 可见,理论预测曲线与实测曲线比较接近,但是总体而言理论预测值大于实测值.分析其原因主要是:理论模型施加荷载瞬时完成,并假定初始应力场处于零状态.而实测曲线则是在初始应力场调整(堆载预压)后测得的.另外由图 7,8 可发现实测曲线极其相似,在初始阶段沉降达到一定值后一个阶跃,然后进入较稳定的沉降阶段.这说明由于蠕变效应,土体内部应力始终在进行调整.对 1201 点可做如下预测:1 000 d 后的沉降值为 196.05 mm,2 000 d 后的沉降值为 197.12 mm;对 1203 亦有如下预测:1 000 d 后的沉降值为 155.63 mm,2 000 d 后的沉降值为 156.20 mm.

3 结论

通过以上计算分析和实测对比得出如下结论:(1)合理选用反映软土流变特性的本构关系进行路基工后蠕变沉降预测是可行的;(2)软土路基的蠕变

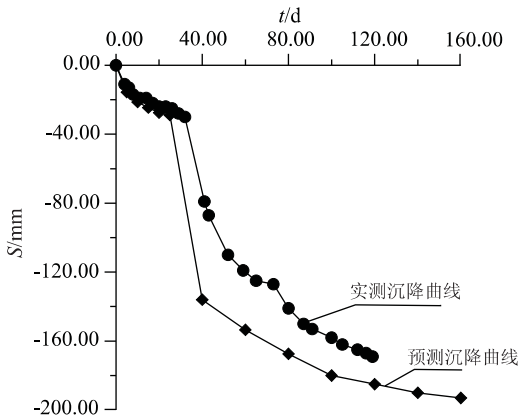


图 7 1201 点沉降预测(实测)曲线

Fig. 7 Predicted (measured) settlement curve at No. 1201

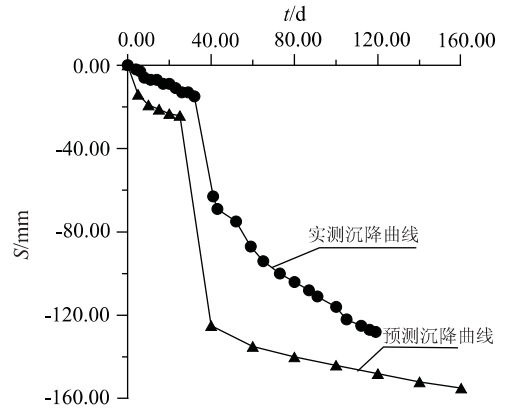


图 8 1203 点沉降预测(实测)曲线

Fig. 8 Predicted (measured) settlement curve at No. 1203

效应是造成桥坡工后沉降的主要因素。

参考文献:

- [1] 谢宁,孙钧. 上海地区饱和软粘土流变特性[J]. 同济大学学报, 1996, 24(3): 233-237.
- [2] 李希元. 土体三维非线性流变属性及其在深大基坑开挖工程中的应用研究[D]. 上海: 同济大学, 1996.
- [3] Swoboda G, Mertz W. Rheological analysis of tunnel

excavations by means of coupled finite element (FEM)-boundary element (BEM) analysis [J]. International Journal for Numerical Methods in Geomechanics, 1987, 11: 115-129.

- [4] 刘庆华,宰金璋,柯英. 软土地基上填土桥坡的沉降规律[A]. 见:田赛男. 科技兴路——浦东新区市政工程科技论文选[C]. 上海: 同济大学出版社, 1998. 164-171.
- [5] 史玉成. 上海地区软土流变特性理论分析与工程应用研究[D]. 上海: 同济大学, 1990.

3D-FEM RESEARCH ON POST-CONSTRUCTION SUBSIDENCE OF FILL BRIDGE-SLOPE ON SOFT CLAY BASEMENT

An Guanfeng¹, Li Hong², Shi Jianhua³

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Guangzhou Municipal Metr General Company, Guangzhou 510030, China; 3. Guangzhou Municipal Civil Engineering Group, Co. Ltd, Guangzhou 510060, China)

Abstract: The elastic-visco-plastic constitution has been employed for the programming of 3D-FEM for the soft saturated clay in Shanghai. The program has also been applied to the prediction of the post-construction subsidence of fill bridge-slope on the soft clay basement. The comparison between the predicted value and measured value proved that the creep effect is a dominant factor for the production of post-construction subsidence of the fill bridge-slope.

Key words: nonlinear; elastic-visco-plastic; 3D-FEM; post construction subsidence.