

文章编号: 1000-7598 (2010) 08-2630-07

软土路基大应变黏弹塑性正/反分析沉降预测对比

魏丽敏, 何 群, 王永和

(中南大学 土木建筑学院, 长沙 410075)

摘 要: 结合软土变形的大位移、大应变、渗透固结及依时性特点, 采用黏弹塑(西原)模型模拟土骨架, 建立了分析软土地基的大应变黏弹塑性有限元列式和迭代求解算法, 并采用动态“生”“死”单元模拟路堤的施工过程, 建立了软土路基双重非线性渗透固结分析模型, 研制了相应的大型实用化有限元分析程序 LSVEP。分别采用反分析所得参数和室内试验确定参数对路基地表沉降和地基深层沉降进行预测, 并将所得结果和现场实测结果进行对比分析, 结果表明: 所建立的大应变黏弹塑性有限元分析方法正确; 计算参数的准确选择对沉降预测精度影响很大; 用反分析所得参数进行沉降预测的精度远高于正分析预测, 是提高沉降预测精度的有效途径, 可供类似工程借鉴。

关 键 词: 沉降预测; 大应变; 黏弹塑性; 渗透固结; 反分析

中图分类号: TU 447

文献标识码: A

Comparison of settlement prediction from back analysis with forward analysis for embankment on soft soil foundation based on large strain and visco-elastoplastic model

WEI Li-min, HE Qun, WANG Yong-he

(School of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: Taking the deformation characteristics of large displacement, large strain, permeability-consolidation and time-dependence of soft soil into account, the finite element method (FEM) formulas and iterative solution strategy were built, in which the soil skeleton was simulated by visco-elastic-plastic model. The embankment construction process was simulated by dynamic “birth” and “dead” elements and the double nonlinear permeability-consolidation analysis method was established. Then the FEM program LSVEP was developed. The foundation settlement was predicted by using parameters from laboratory tests and back analysis separately; and the results were compared with monitored data. The results indicate that: the large strain visco-elastoplastic FEM built in this paper is reasonable and the precision of settlement prediction was affected markedly by the choosing correctly of calculating parameters. The settlement predicted by parameters from back analysis is much more close to those monitored settlements, it is an effective method to improve the precision of settlement prediction and can be referenced by similar projects.

Key words: settlement prediction; large strain; visco-elastoplastic model; permeability-consolidation; back analysis

1 引 言

近年来, 有限元法预测沉降规律在岩土工程中得到了日益广泛的应用。但数值分析成果的可信性归根到底取决于计算参数的正确性和计算模型的代表性。对于高压缩性软土地基, 其变形往往超出了小应变的范围, 国内外不少学者尝试对其进行大变形分析^[1-2]。本文建立了分析软土路基的大应变黏弹塑性有限元列式和迭代求解算法, 并研制了相应

的计算程序以模拟分析分级填筑过程中的路基应力和变形特性。

反分析技术不仅可以用来确定边界条件^[3], 而且可以用来确定土工参数、预测长期行为, 因此在隧道、边坡、路基、坝、地基加固^[4-11]等工程领域中的应用日益广泛。尽管反分析通常被认为是估计土参数的最可靠方法之一, 但它只有在模型和所有假设是合理的且准确再现真实系统时才是可靠的^[12], 方可用于长期行为预测。为此, 本文结合依托工程,

收稿日期: 2008-11-11

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 50678175); 铁道部科技研究开发计划 (No. 2005K002-B-6)。

第一作者简介: 魏丽敏, 女, 1965 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程科研与教学工作。E-mail: lmwei@mail.csu.edu.cn

分别采用室内试验参数和现场实测沉降结果反分析所得参数,对软土路基进行沉降预测,并将预测结果和现场实测数据进行了对比分析。

2 双重非线性渗透固结有限元分析

2.1 大应变渗透固结问题控制方程

对于饱和土体的渗透固结问题,分析采用的基本方程除了一般固体力学问题的平衡方程、本构方程、几何方程外,还必须引入:(1)考虑流体、固体分担荷载的有效应力原理;(2)孔隙流体平衡方程(Darcy 定律);(3)考虑土骨架和流体协调变形的连续性方程。

(1) 黏弹塑性材料的 U.L.J.格式虚功方程

U.L.J.使用的基本方程,一是 U.L.公式的增量虚功方程式,用于计算增量位移;二是采用 Jaumann 应力率方程描述本构关系,用于计算 Cauchy 应力^[13]。为保证最后导出的刚度矩阵的对称性,在非弹性大变形分析中,可忽略体积变形增量的影响。将用 Kirchhoff 应力张量描述的 Terzaghi 有效应力原理的增量形式^[14]代入到 U.L.J.格式的虚功方程,并参照文献^[13]的处理方式对其进行线性化,可得拟弹性本构关系下的 U.L.J.格式的虚功方程。然后将以黏弹塑性本构关系增量形式表示的弹性应变代入,可得黏弹塑性大应变渗透固结问题平衡方程:

$$\begin{aligned} & \int_V \left[{}^t\bar{D}_{ijkl} \Delta_t E_{kl}^L \delta(\Delta_t E_{ij}^L) + {}^t\bar{D}_{ijkl} \Delta_t E_{kl}^{NL} \delta(\Delta_t E_{ij}^L) + \right. \\ & \left. {}^t\sigma_{ij} \delta(\Delta_t E_{ij}^{NL}) \right] {}^t dV + \int_V (\delta_{ij} \Delta^t p_w) \delta(\Delta_t E_{ij}^L) {}^t dV = \\ & \delta^{t+\Delta t} W - \int_V {}^t\sigma_{ij} \delta(\Delta_t E_{ij}^L) {}^t dV + \\ & \int_V {}^t\bar{D}_{ijkl} \Delta_t E_{kl}^{ve} \delta(\Delta_t E_{ij}^L) {}^t dV + \\ & \int_V {}^t\bar{D}_{ijkl} \Delta_t \dot{E}_{kl}^{vp} \Delta t \delta(\Delta_t E_{ij}^L) {}^t dV \end{aligned} \quad (1)$$

式中: ${}^t\bar{D}_{ijkl}$ 为本构张量; $\Delta_t E_{kl}^L$ 为 t 到 $t+\Delta t$ 构形的 Green 线性应变增量; $\Delta_t E_{ij}^{NL}$ 为非线性应变增量; ${}^t\sigma_{ij}$ 为 t 时刻 Cauchy 真实应力; $\Delta^t p_w$ 为定义在时刻 t 构形上的与 Kirchhoff 应力张量 ${}^tS_{ij}$ 相适应的孔隙水压力增量; ${}^{t+\Delta t}W$ 为 $t+\Delta t$ 构形的外荷载虚功; ΔE_{kl}^{ve} 为黏弹性 Green 应变增量; $\Delta_t \dot{E}_{kl}^{vp}$ 为黏塑性 Green 应变率增量。

(2) 渗流连续性方程

根据土颗粒和孔隙水不可压缩的基本假定,对

饱和土体,从 t 构形到 $t+\Delta t$ 构形,单元体的体积变化率应等于流过物质单元 3 个方向表面上的流量变化之和。引入 Darcy 定律,且不计渗透系数随坐标 x_i 和时间的变化,可得采用增量形式表达的渗流连续性方程:

$$\frac{\partial \Delta E_v}{\partial t} = -\frac{1}{\gamma_w} \left({}^t k_i \frac{\partial^2 \Delta^t p_w}{\partial x_i^2} \right) \quad (2)$$

式中: ${}^t k_i$ 为 t 时刻构形上, i 方向的土体渗透系数(m/s); ${}^t p_w$ 为 t 时刻构形上的孔隙水压力(kPa); γ_w 为水的重度(kN/m³)。

2.2 平衡方程的矩阵表达

根据有限元基本思想,利用等参元离散计算域。参考他人的计算成果^[14-15],本文对位移和孔隙水压力同取一次插值模式。可得到其坐标(x_i)、位移(u_i)、孔压(p_w)模式的变换式,式(1)中各项用矩阵表示,并忽略第 1 个积分式中的第 2 项。注意到虚位移变分 $\delta \Delta d^e$ 的任意性,便得到

$$\begin{aligned} & \int_V {}^t B^{LT} \bar{D} B^L \Delta d^e {}^t dV + \int_V {}^t G^T \sigma G \Delta d^e {}^t dV + \\ & \int_V {}^t B^{LT} T \bar{N} \Delta p_w {}^t dV = \int_V {}^t N^T {}^{t+\Delta t} f {}^t dV + \\ & \int_{A_s} {}^t N^T {}^{t+\Delta t} t {}^t dA - \int_V {}^t B^{LT} \sigma {}^t dV + \int_V {}^t B^{LT} \bar{D} \Delta E^{ve} {}^t dV + \\ & \int_V {}^t B^{LT} \bar{D} \Delta \dot{E}^{vp} \Delta t {}^t dV \end{aligned} \quad (3)$$

简写为

$$(\mathbf{K}_e + \mathbf{K}_\sigma) \Delta d^e + \mathbf{K}_c \Delta p_w = \Delta V \quad (4)$$

式中: $\mathbf{K}_e$ 为常规有限元刚度矩阵; $\mathbf{K}_\sigma$ 为初应力矩阵或几何刚度矩阵,表示 t 时刻真实应力在 Δt 时间间隔内由于变形而产生的对结果的影响; $\mathbf{K}_c$ 为系统的耦合矩阵; ΔV 为 Δt 时间间隔内结点伪荷载增量矢量; ΔR^{ve} 为 Δt 时间间隔内黏弹性应变引起的等效结点荷载增量矢量; ΔR^{vp} 为 Δt 时间间隔内黏塑性应变引起的等效结点荷载增量矢量; ΔR^f 为 Δt 时间间隔内等效结点荷载增量矢量; $\mathbf{R}$ 为时刻 $t+\Delta t$ 的等效结点荷载矢量; $\mathbf{R}_{sp}$ 为时刻 t 的总应力场的等效结点矢量; Δd^e 为结点位移增量; Δp_w 为结点孔压增量; $\mathbf{B}$ 矩阵为应变增量与节点位移增量之间的转换矩阵, $\mathbf{B}^L$ 为 $\mathbf{B}$ 矩阵中与节点位移增量无关部分、 $\mathbf{B}^{LT}$ 其转置矩阵; $\mathbf{D}$ 为弹性刚度矩阵; $\mathbf{G}$ 为位移梯度增量矢量 $\Delta \theta$ 与单元节点位移增量矢量 Δd^e 之间的转换矩阵; $\mathbf{T}$ 为选项矢量,其作用是使孔隙水压力只与正应力而不与剪应力组合; $\mathbf{N}$ 为位移增量和节点位移增量相关联的插值函数矩阵,对节点

数为 m 的单元, 矩阵 N 则是 $3 \times 3 m$ 阶; $\bar{N}$ 为孔压增量和节点孔压增量相关联的插值函数矩阵, 对节点数为 m 的单元, 矩阵 $\bar{N}$ 则是 $1 \times m$ 阶; ${}^{t+\Delta t} \mathbf{f}$ 为 $t + \Delta t$ 时刻的体力荷载矢量; ${}^{t+\Delta t} \mathbf{t}$ 为 $t + \Delta t$ 时刻的面力荷载矢量。相关计算公式如下。

$$\mathbf{K}_e = \int_{V_e} \mathbf{B}^{LT} \mathbf{D} \mathbf{B}^L dV \quad (5)$$

$$\mathbf{K}_\sigma = \int_{V_e} \mathbf{G}^T \boldsymbol{\sigma} \mathbf{G}^L dV \quad (6)$$

$$\mathbf{K}_C = \int_{V_e} \mathbf{B}^{LT} \mathbf{T} \bar{\mathbf{N}}^T dV \quad (7)$$

$$\Delta \mathbf{V} = \Delta \mathbf{R}_F + \Delta \mathbf{R}^{ve} + \Delta \mathbf{R}^{vp} \quad (8)$$

$$\Delta \mathbf{R}^{ve} = \int_{V_e} \mathbf{B}^{LT} \bar{\mathbf{D}} \Delta \mathbf{E}^{ve} dV \quad (9)$$

$$\Delta \mathbf{R}^{vp} = \int_{V_e} \mathbf{B}_L^T \bar{\mathbf{D}} \Delta \dot{\mathbf{E}}^{vp} \Delta t dV \quad (10)$$

$$\mathbf{R} = \int_V \mathbf{N}^T {}^{t+\Delta t} \mathbf{f}^L dV + \int_{A_s} \mathbf{N}^T {}^{t+\Delta t} \mathbf{t}^L dA \quad (11)$$

$$\mathbf{R}_{SP} = \int_{V_e} \mathbf{B}^{LT} \boldsymbol{\sigma}^L dV \quad (12)$$

$$\Delta \mathbf{R}_F = \mathbf{R} - \mathbf{R}_{SP} \quad (13)$$

$$\mathbf{T} = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T \quad (14)$$

2.3 连续方程的矩阵表达

连续方程的离散包括空间离散和时域离散两个方面。谢永利^[14]参考小变形下连续方程的空间离散方法, 采用伽辽金 (Galekin) 加权残值法对连续条件方程式进行有限元空间离散, 建立了消除其残值条件的方程。将离散后的方程从 t 到 $t + \Delta t$ 对时间积分, 采用与平衡方程线性化类似的方法对其进行线性化处理, 得到连续方程的有限元模式

$$\mathbf{K}_{CN} \Delta \mathbf{d}^e - \Theta \Delta t \mathbf{K}_S \Delta \mathbf{p}_w^e = \Delta \mathbf{R}_{PQ} \quad (15)$$

式中: $\mathbf{K}_{CN}$ 为系统的耦合矩阵的转置; $\mathbf{K}_S$ 为渗流矩阵; $\Delta \mathbf{R}_{PQ}$ 为单元节点等效流量增量矢量。计算公式如下:

$$\mathbf{K}_{CN} = \int_{V_e} \bar{\mathbf{N}}^T \mathbf{T}_\alpha^T \mathbf{B}^L dV \quad (16)$$

$$\mathbf{K}_S = \int_{V_e} \mathbf{B}_s^T {}^t \mathbf{k} \mathbf{B}_s^L dV \quad (17)$$

$$\Delta \mathbf{R}_{PQ} = \Delta t (\mathbf{K}_S {}^t \mathbf{p}_w^e + \mathbf{R}_Q) \quad (18)$$

$$\mathbf{R}_Q = \int_{A_w} \bar{\mathbf{N}}^T Q_n^L dA \quad (19)$$

式中: $\mathbf{B}_s$ 为孔压增量与节点孔压增量之间的转换矩

阵; Q_n 为比流量, 即单位时间内通过某单位面积的流量。

2.4 双重非线性渗透固结有限元方程

将经过离散化和线性化处理后的平衡方程式(4)和连续性方程式(15)合并, 并引入 $\mathbf{K}_{LE} = \mathbf{K}_e + \mathbf{K}_\sigma$, 可得有限元固结方程表达式

$$\mathbf{K} \Delta \mathbf{u} = \Delta \mathbf{R} \quad (20)$$

式中: $\mathbf{K}$ 为固结矩阵; $\Delta \mathbf{u}$ 为节点未知量增量矢量, 包括结点位移增量 $\Delta \mathbf{d}^e$ 和节点孔压增量 $\Delta \mathbf{p}_w^e$; $\Delta \mathbf{R}$ 为节点等效荷载增量矢量 $\Delta \mathbf{R}_F$ 和等效流量增量矢量 $\Delta \mathbf{R}_{PQ}$ 。

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{LE} & \mathbf{K}_C \\ \mathbf{K}_{CN} & -\Theta \Delta t \mathbf{K}_S \end{bmatrix} \quad (21)$$

$$\Delta \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{d}^e \\ \Delta \mathbf{p}_w^e \end{Bmatrix} \quad (22)$$

$$\Delta \mathbf{R} = \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{R}_F \\ \Delta \mathbf{R}_{PQ} \end{Bmatrix} \quad (23)$$

3 模拟路基施工过程的双重非线性渗透固结问题有限元程序研制

3.1 路基施工过程的模拟方法

堤坝施工是逐级加荷过程, 其变形机理与一次加荷明显不同, Clough 和 Woodward^[16] 曾对一假想的均质坝作为线弹性材料进行了一次加荷与逐级加荷的位移分析, 发现两者垂直位移相差很大。可以想像, 对时效性较强的软粘性土地基, 由于要考虑固结、蠕变等时间因素对变形的影响, 施工过程对变形规律的影响更为显著。尤其是本文进行的大应变渗透固结分析, 由于分级填筑计入了不同加载时间已发生位移对后续单元的影响, 意义更大。

文献[15]认为, 堤坝施工到某一高度, 只有该高度以下已填筑土体来承担这部分荷载, 上层土体不受下层土体的影响。有限元计算中, 只对已填筑的土体划分单元形成网格, 便能体现这一点。这种方法, 应用在小变形分析中是可行的, 但对大变形分析, 由于已填筑的土体的变形对即将填筑的上层土体的构形产生影响, 进而影响大变形计算分析, 因此, 必须把新填土体作为新增单元处理。因此, 堤坝逐级填筑过程中, 网格的单元数要相应地增加, 即需要产生新的单元, 简称为“生”单元, 参见图 1。每次加荷, 新增荷载仅为新增单元的土体自重应力。既有单元 (地基单元、已填筑路堤单元) 的自重已通过当前应力、位移场反映, 不再作为荷载计入。

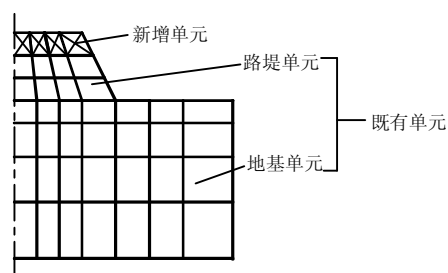


图 1 用新增单元模拟分级荷载

Fig.1 Simulation step filling by "birth" elements

当然,对超载预压路堤,当荷载撤除后,可撤消相应的“超载单元”,即“死”单元。这样,可以通过“生”、“死”单元模拟路堤的填筑或卸载。

3.2 程序研制

综合以上内容,研制了考虑路基分级填筑的软土路基双重非线性渗透固结仿真分析程序 LSVEP,程序框图如图 2 所示。

通过计算参数设置,该程序可用于退化计算黏弹性、弹性材料的渗透固结问题。

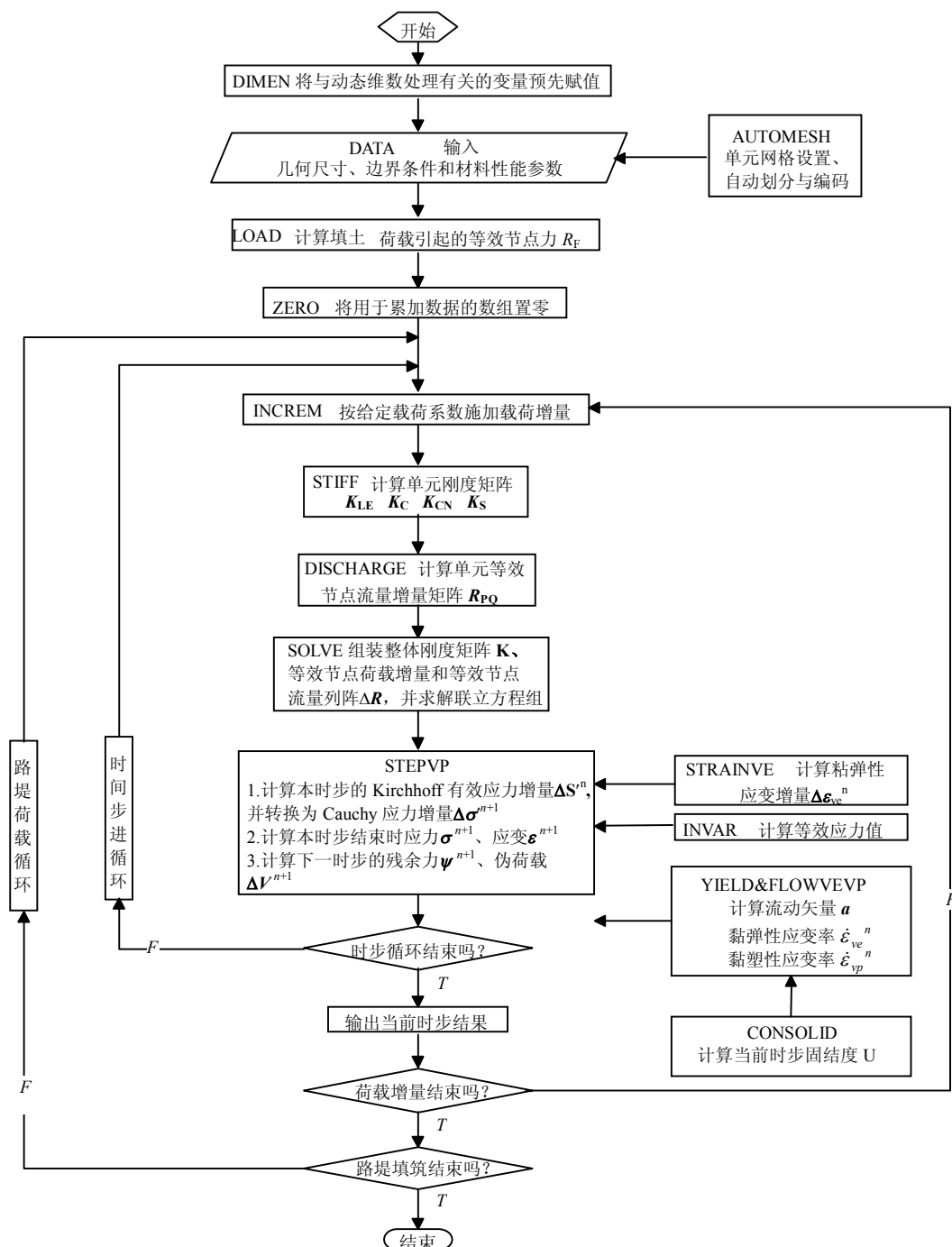


图 2 LSVEP 程序框图

Fig.2 Flow chart of program LSVEP

4 试验工程有限元分析

4.1 工程概况

试验工程位于广东省西部沿海高速公路上,以 K77+680 断面为例,土层分布情况为:表层耕植土厚为 1.5 m,其下是约 8.0 m 厚的软~流塑状淤泥层,再下为软~可塑状含砾砂粉质黏土。本工程路基填土高度为 4.1 m,超载预压高度 2.0 m,超载预压期为 10 个月。在填筑及预压期间进行了同步施工监测,监测项目包括:地表沉降、深层沉降、坡脚水平位移、孔隙水压力等,测点布置见图 3。

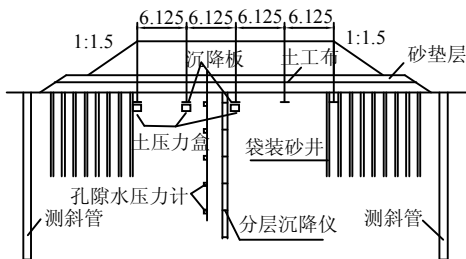


图 3 K77+680 监测断面元件布置图

Fig.3 Arrangement of the test components for monitored section K77+680

4.2 有限元分析模型

(1) 计算区域的确定

考虑到路基的对称性,为减小计算工作量,取右侧路基为研究对象。根据现场实测结果,并参考其他文献,取地基计算域为 $L_c=70\text{ m}$, $H_c=30\text{ m}$ 。边界条件为:路基中线:水平位移=0,不透水;地基下边界:竖向位移为 0,不透水;右边界:水平位移为 0,透水;地基上表面、路堤上和右边界均为透水边界。

(2) 单元划分原则

为保证计算精度,同时便于与实测结果进行对比分析,单元网格划分遵循以下原则:

- ① 四边形单元的长宽比控制在 $l/b<4$ 以内;
- ② 土层分界线 ($z=1.5\text{ m}$, $z=9.5\text{ m}$) 及地基处理界面 ($z=13.3\text{ m}$) 设置单元分界线;
- ③ 沉降板、分层沉降环及测斜管读数位置尽量设置为单元节点。

5 计算参数选用

5.1 室内试验确定计算参数

对本工点原状土样进行了常规土工试验、长期蠕变试验和三轴试验^[17-18],确定各土层计算参数,计算参数列于表 1。

表 1 室内试验和反分析确定的土层计算参数

Table 1 Calculating parameters of soil strata determined by laboratory tests or back-analysis method

土层编号	弹性模量 E/kPa	黏弹性模量 E_{ve}/kPa	泊松比 ν	黏弹性流动系数 $/10^{-5}(\text{kPa}\cdot\text{d})$	黏塑性流动系数 $/10^{-5}(\text{kPa}\cdot\text{d})$	水平渗透系数 $k_1/10^{-6}(\text{cm/s})$	竖向渗透系数 $k_2/10^{-6}(\text{cm/s})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $/(^{\circ})$
①	6 562	6 388	0.2	20.8	4.43	1.0	5.0	10.30	18.5
②	5 468	5 323	0.2	25.0	5.311	1.0	5.0	8.43	17.5
③	41 688	15 372	0.2	0.000 488	0.071	0.1	0.5	20.00	35.0
①*	4 168	8 364	0.215	33.4	3.218	6.108	6.047	3.89	24.0
②*	3 473	6 970	0.215	40.1	3.862	6.108	6.047	3.24	23.03

注: *表示该土层参数为反分析所得。

5.2 反分析确定计算参数

近年来,利用反分析技术确定计算参数已逐步得到岩土工程界的认可。笔者曾采用优化反分析方法,建立了根据多种观测信息(地表沉降、深层沉降、水平位移、孔隙水压力等)反分析确定计算参数的分阶段多层次动态施工反分析方法^[19],并应用于本工程,所确定的计算参数见表 1。

6 沉降预测与实测结果对比分析

为对比分析正、反分析对路基沉降预测结果的影响程度及影响范围,利用研制的双重非线性渗透固结分析程序 LSVEP 模拟实际施工过程,分别采

用室内试验和反分析确定的参数计算软土路基在路基填筑和预压期间的地表沉降和深层沉降,并将计算结果与现场实测结果进行对比分析,分述于下。

6.1 地表沉降

路基中心线下,实测地表沉降量(测点 CJB3-3)与有限元正、反分析预测结果对比表示在图 4 中。图 5 表示路肩下实测地表沉降(测点 CBJ3-5)与有限元正、反分析预测结果对比。

上述两测点预压期正、反分析沉降预测结果与实测沉降的相对误差列于表 2。

由图 4、5 和表 2 可见:采用室内试验参数、反分析参数进行有限元分析预测地表沉降量随施工进程的变化规律与实测沉降发展趋势一致,说明本文

所建有限元大应变黏弹塑性模型是合理的;就预压期而言,正分析预测沉降与实测结果的相对误差为 23.02%~34.02%,而反分析预测沉降与实测结果的相对误差为 0.08%~11.16%,反分析预测精度明显高于正分析预测,是值得推荐的沉降预测方法。

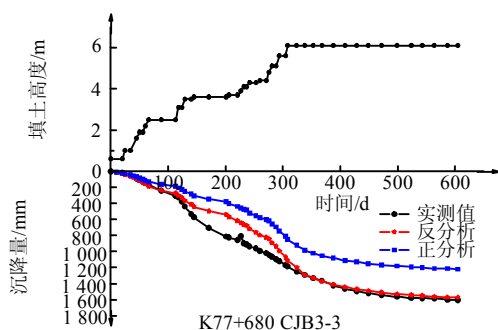


图 4 路基中线地表沉降预测值与实测值对比

Fig.4 Comparison of predicted settlement with monitored settlement on the surface of foundation in the midline of subgrade

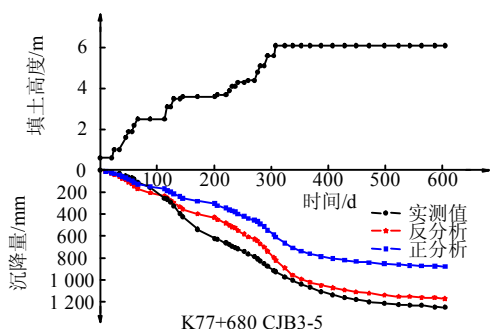


图 5 路肩下地表沉降预测值与实测值对比

Fig.5 Comparison between predicted settlements and monitored settlement on the surface of foundation under the shoulder of subgrade

表 2 预压期正/反分析沉降预测与实测结果对比

Table 2 Comparison between predicted settlements and monitored settlements during preloading

测点	相对误差范围 /%		
	正分析	反分析	正、反分析
CJB3-3	23.02~28.34	0.08~6.09	22.29~23.69
CJB3-5	28.71~34.02	4.32~11.16	24.7~25.78
FC3-B	11.73~23.94	2.92~9.29	16.15~16.89

6.2 深层沉降

路基中心线下,深度 1.219 m 处的实测地表沉降量与深度 1.5 m 处的预测沉降对比表示在图 6 中。

图 7 表示深度 3.8 m 处的预测沉降量与深度 3.859 m 处实测沉降量(测点 FC3-B)的对比情况,该点在预压期间的沉降结果对比参见表 2。

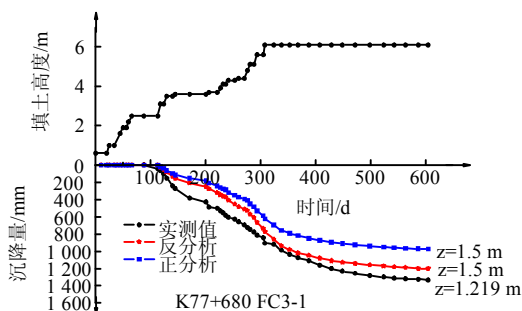


图 6 深度约 1.5 m 处沉降预测值与实测值对比

Fig.6 Comparison between predicted settlements and monitored settlements at the depth around 1.5 m

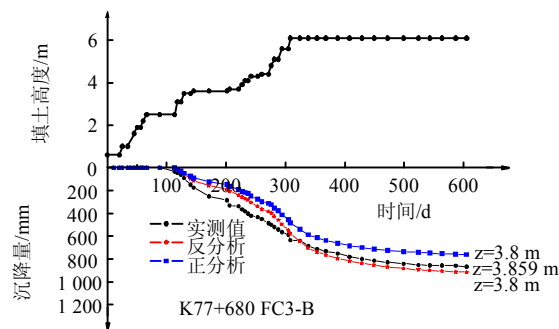


图 7 深度约 3.8 m 处沉降预测值与实测值对比

Fig.7 Comparison between predicted settlements and monitored settlements at the depth around 3.8 m

图 6、7 所得深层沉降预测结果与地表沉降预测结果类似。

7 结 论

本文利用自行研制的有限元分析程序,对某实测工程分别采用室内试验确定计算参数,根据现场实测信息反分析确定计算参数,模拟施工过程的大应变黏弹塑性分析,进行正、反分析沉降预测,并将预测沉降规律与实测结果进行对比分析,可得如下结论:

(1) 正、反分析沉降预测所得地表沉降和深层沉降规律与现场实测沉降发展趋势一致,说明本文建立的大应变黏弹塑性有限元分析方法正确。

(2) 对本工程的预压期,正分析沉降预测与反分析预测结果的相对误差在 16.15%~25.78%范围

内,说明计算参数的正确性对计算结果影响很大;

(3)利用反分析所得计算参数预测沉降的误差范围为 0.08%~11.16%,正分析预测沉降的误差范围为 11.73%~34.02%,反分析预测比正分析预测精度高,是值得推荐的沉降预测方法。

参考文献

- [1] TOWNSEND F C, MCVAY M C. Large strain consolidation prediction[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, (ASCE), 1990, 116(2): 222—243.
- [2] CHOPRA M B, DARGUSH G F. Finite-element analysis of time-dependent large-deformation problems[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1992, (16):
- [3] ASANO N. Personal computer aided finite element method of inverse analysis for searching and identification of unknown boundary condition[J]. **A Hen/Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineers, (Part A)**, 1996, 62(603): 2440—2447.
- [4] ZENTAR R, HICHER P Y, MOULIN G. Identification of soil parameters by inverse analysis[J]. **Computers and Geotechnics**, 2001, 28(2): 129—144.
- [5] PICHLE B, LACKNER R, MANG H A. Back analysis of model parameters in geotechnical engineering by means of soft computing[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2003, 57(14): 1943—1978.
- [6] BOIDY E, BOUVARD A, PELLET F. Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2002, 17(4): 415—424.
- [7] ORESTE P. Back-analysis techniques for the improvement of the understanding of rock in underground constructions[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2005, 20(1): 7—21.
- [8] HATZOR Y H, LEVIN M. Shear strength of clay-filled planes in limestones back-analysis of a slope failure in a phosphate mine, Israel[J]. **Geotechnical and Geological Engineering**, 1997, 15(4): 263—282.
- [9] MIKIO S, Hideki O, KATSUHIKO A, et al. Two-dimensional consolidation back-analysis[J]. **Soils and Foundations**, 1990, 20(2) 60—78.
- [10] NAYLOR D J, MARANHA J R, DAS NEVES E, et al. Back-analysis of Beliche Dam[J]. **Geotechnique**, 1997, 47(2): 221—233.
- [11] KIM Y T, LEE S R. Equivalent model and back-analysis technique for modelling in situ consolidation behavior of drainage-installed soft deposits[J]. **Computers and Geotechnics**, 1997, 20(2): 125—142.
- [12] DESCHAMPS R, YANKEY G. Limitations in the back-analysis of strength from failures[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2006, 132(4): 532—536.
- [13] 张汝清, 詹先义. 非线性有限元分析[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 1990: 101—141.
- [14] 谢永利. 大变形固结理论及其有限元法[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998, 11.
- [15] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996: 90—106.
- [16] CLOUGH R W, WOODWARD R J. Analysis of embankment stresses and deformation [J]. **Soil Mechanics and Foundation Div., (ASCE)**. 1967, 93(4): 1967.
- [17] 魏丽敏. 软土路基双重非线性流-固耦合仿真分析与沉降预测[博士学位论文 D]. 长沙: 中南大学, 2005.
- [18] 王宏贵, 魏丽敏, 赫晓光. 根据长期单向压缩试验结果确定三维流变模型参数[J]. **岩土工程学报**, 2006, 28(5): 669—673.
WANG Hong-gui, WEI Li-min, HE Xiao-guang. Determination of three-dimensional rheologic parameters based on long term oedometer test[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(5): 669—673.
- [19] 魏丽敏, 何群, 王永和. 软土参数反分析方法及其在沉降预测中的应用[J]. **中国铁道科学**, 2007, 28(4): 1—6
WEI Li-min, HE Qun, WANG Yong-he. Back-analysis method of soft soil parameters and its application for settlement prediction[J]. **China Railway Science**, 2007, 28(4): 1—6.