

动态施工智能反演分析及其在超深基坑工程中的应用

蒋昌贵

(中交第二航务工程局 武汉市 430014)

摘 要: 介绍有别于传统意义上的反演分析方法,利用训练好的神经网络能够替代有限元进行计算,将遗传算法和神经网络结合,既能利用神经网络的非线性映射、网络推理和预测功能,又利用了遗传算法的全局优化特性,有效地克服了有限元计算反分析效率低及常规的优化算法与初值关系密切的弊端,并结合武汉阳逻长江公路大桥南锚超深基坑工程,较为详细地介绍其实施过程。

关键词: 动态施工; 智能; 反演分析; 超深基坑; 应用

深基坑工程是一项复杂的土体力学变化过程,随着土体的开挖和支护结构的不断加入,将会遇到如土压力合理计算、地下水影响、支撑与围护结构相互作用等问题。有限元数值分析方法作为变形控制设计的主要计算方法,能适用于各种施工过程的模拟分析,但由于土体参数难以确定,使得有限元的定量分析与实际不太一致。

反分析法作为解决岩土工程介质本构模型及物性参数选求问题的有效方法,得到了迅速发展。目前的反分析大多采用较为传统的优化方法,但实际应用中发现,传统优化方法存在结果依赖于初值的选取、难以进行多参数优化及优化结果易陷入局部极值等缺点。因此,为了更有效地进行反分析研究,有必要寻求更好的优化方法。近年来,计算智能科学的发展产生了一些新兴的优化方法,如遗传算法,该法源于自然进化,在理论上具有全局最优搜索的特点,因而在岩土工程中得到了快速发展。

由于位移信息便于量测,通常采用位移反分析,即以位移量测信息的输入为基础,选择确定的围护结构和土体的力学模型及相应的边界条件构成合适的目标函数,采用最优化方法来反推待求的土体参数。从工程实用考虑,反分析不仅是为了确定所谓的“正确的计算参数”,更有意义的在于把它们用于某种等同条件下的工程可靠性评价和预测。

位移反分析的进化搜索大大提高了反分析的全局搜索性能,但由于它需要利用正分析来获得目标函数值,因此搜索效率受到有限元模型计算时间的限制。由于一般遗传算法的迭代需几十次甚至上百次,若单次正分析的时间较长,则反分析的效率会很低。

利用训练好的神经网络能够替代有限元进行计算,将遗传算法和神经网络结合,既利用神经网络的非线性映射、网络推理和预测功能,又利用了遗传算法的全局优化特性,因此在岩土工程中的应用越来越多。用 BP 网络代替有限元可大大提高计算效率,用遗传算法代替常规的优化算法,使反分析的结果与初值无关。

1 应用实例

1.1 工程简介

武汉阳逻长江公路大桥位于武汉市东北郊,桥长 2 725 m,其中主桥为 1 280 m 单跨的单孔双铰钢箱梁双塔悬索桥。其南锚碇采用内径为 70 m、壁厚为 1.5 m 的圆形地下连续墙作围护结构,底部嵌入弱风化砾岩 1~2.5 m,总深度 54.5~60.5 m。为了加固基坑外侧土体,改善基坑受力条件,降低封水、排水风险和减少对长江防汛的影响,保证洪水期长江大堤的绝对安全,在地下连续墙外围设置挡水

帷幕。该帷幕为壁厚 0.8 m 的自凝灰浆防渗墙,与圆形地下连续墙的净间距为 8.5 m,墙体平均深度 52.0 m,两墙在平面上呈同心圆环布置。地下连续墙内侧面为环状内衬结构,内衬厚度从上向下依次为:6 m 深度内厚 1.5 m,6~21 m 深度内厚 2 m,21~41.56 m 深度内厚 2.5 m。基坑采用逆作法施工开挖至卵石(砾石)表面,每层步距为 3 m,最大开挖深度为 46 m。

南锚碇圆形基坑地处武汉一级阶地地区,该地层分布具有典型的二元相结构,即上部为软弱粘土(含填土),下部为含承压水的 29 m 厚的粉细砂层,再下覆卵石圆砾层与长江相连,水文地质条件较为复杂,防洪安全要求极高。因此,在施工中结合系统的施工监测,运用有限元数值反分析方法预测下一步施工中的内力和变形。综合分析预测趋势并进行判断,通过调整设计、施工参数以达到控制变形的目的,从而确保施工中基坑围护结构的整体稳定与安全。

1.2 有限元模型的建立

在反演之前,考虑到施工的进度(平均 6 d 开挖一层)和反演的效率,建立了二维地层结构有限元模型。针对本工程实际,圆形地连墙厚度较大,加之施加圆形内支撑,结构的变形一般不大,地连墙基本上处于弹性变形阶段,因而采用弹性本构模型。

计算范围取侧边界与坑壁距离大于 2 倍的坑深,底边界为自坑底向下取 78 m,进入弱风化岩面 60 m。地层从上至下分别为亚粘土、亚粘土夹亚砂土、粉细砂(浅)和粉细砂(深)、砾石、强风化岩和弱风化岩。在基坑施工过程分析中,为了较好模拟墙体与土体之间的变形不协调,采用了 Goodman 接触面单元,地下连续墙以梁单元模拟,内衬以弹簧单元模拟。

计算模型如图 1 所示,该模型对应于 P02 孔开挖之前的情况。采用四边形划分单元,竖直边界施加水平约束,底边界施加固定约束,顶面自由。坑周施加超载为 30 kPa。二维计算采用同济曙光软件进行计算。

由于地质勘探报告未给出岩体的弹性模量,计算模型参数根据地质资料中的岩体抗压强度估计取值。在随后的开挖过程中根据监测数据再对各土层及岩体的力学参数进行反分析和修正,以便不断逼近实际情况。

1.3 参数的敏感度分析

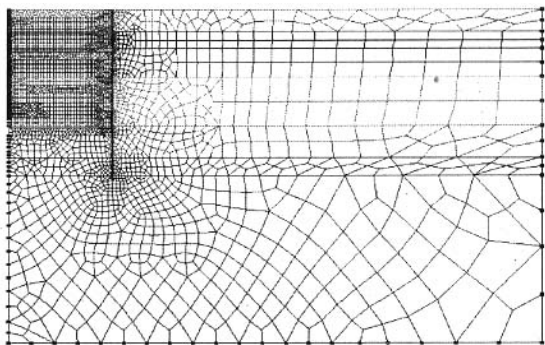


图 1 有限元计算模型

由于基坑稳定性的影响因素很多,需要根据各参数对稳定性的影响大小,着重反演有重要影响因素。在进行动态反演预测之前,对各层岩土体的力学参数(主要是弹性模量、泊松比)的不同取值进行比较分析,得到了初步分析结果。

1.3.1 土体模量的影响

在深基坑工程中,变形控制已成为普遍采用的稳定性控制手段。根据以往反演分析的经验可知,影响变形的最大的力学参数是弹性模量。因而,首先对该参数进行敏感性分析。取 2 种不同模量与原模量进行比较分析,即:(1)对粘性土弹性模量乘以 1.5 倍(第 1、2 层),对砂土、圆砾层乘以 2.0 倍进行计算(记为比较模量(低倍));(2)对粘性土弹性模量乘以 3 倍(第 1、2 层),对砂土、圆砾层乘以 4.0 倍进行计算(记为比较模量(高倍))。

计算结果表明:随着弹性模量的增大,地连墙的水平位移和弯矩值均减小,特别是地连墙的位移明显减小,这 3 种模量情况下的最大变形分别是 72.1 mm(原模量)、40.4 mm(低倍)和 21.8 mm(高倍)。

1.3.2 土体泊松比的影响

先将上面各层土体的泊松比取为 0.45,再依次降低为 0.25。由分析可知,在原始模量和比较模量 2 种情况下,改变第三层土体的泊松比对地连墙的最大变形影响最大,而其他几层的泊松比对最大变形的影响很小;同时,第三层土体的泊松比的改变对弯矩的影响最大,其他各层对弯矩的影响较小,因此反分析中应对第三层泊松比参数予以重点考虑。

1.3.3 岩体模量的影响

由于地质报告中没有反映岩体模量,在计算中取经验值与岩体模量取偏大(乘以 10)和偏小(除以 10)3 种情况进行计算比较,岩体以上土体模量参数取原始模量和比较模量(高值)2 种情况。

经分析表明,岩体模量的改变对地连墙嵌岩段的弯矩影响较大,对变形的影响不大。

1.3.4 不同开挖方式的影响

主要比较了先开挖后支撑和先支撑后开挖方案对地连墙变形和弯矩的影响。先撑后挖和先挖后撑的变形分别达到9.12 cm和1.59 cm(对原始模量)、3.16 cm和0.54 cm(对比较模量(高值))。开挖方式的改变导致变形的变化很大,分别达到5.85倍和5.73倍。同样,开挖方式的改变对弯矩的影响也是相当大的。

综合以上分析结果,表明施工方案(开挖和支撑的先后顺序)对墙体位移的影响最大,其次基岩以上各层土体的弹性模量和第3层土体(砂性土层)的泊松比对地连墙侧向水平位移和弯矩有较大影响。根据工程实际情况,选取基岩以上各层土体的弹性模量进行反分析是合适的。

1.4 基于进化智能的动态施工反演分析及变形预测

1.4.1 反演的目标函数

由于基坑施工工序的特殊性,内力和变形等监测结果随着工况的变化而变化,呈现出一种动态的响应过程。在常规的反演分析中,忽视了施工过程对反演计算结果的影响,人为地造成了一些计算上的误差。因此,有必要建立动态施工反演分析方法,根据现场量测信息反分析内衬及围护墙结构所受外力(土压力和水压力之和),辨识土体新的等效力学参数,用于预测下一步施工中的内力和变形。通过对内力和变形的变化趋势进行综合分析判断,并提出调整设计和施工参数的建议,以达到控制变形的目的,从而确保施工中基坑围护结构的整体稳定与安全。

反演的目标函数为:

$$J(\underline{X}) = \sum_{i=1}^n \omega_i J_i / J_{i0} \quad (1)$$

式中: n 为对应于目标函数的实测值数目; \underline{X} 为未知量列阵,如土体弹性模量、初始侧压力系数等; J_i 分别为任意施工阶段水平位移、墙体弯矩、内衬内力的计算值和实测值之差的平方; J_{i0} 为上述因素的计算值的平方; ω_i 为加权常数,在 $[0, 1]$ 区间取值。

反演分析采用的数据通常针对开挖面施工时变形较大的测孔,由于P02和P03两孔的变形先后有较大增长,尤以P02孔的变形增长最快,因此本阶段对该两孔的反演预测成果做一总结。

1.4.2 反分析优化方法研究

反分析的优化方法很多,较为传统的优化方法有共轭梯度法、单纯形法、复合形法、罚函数法及其改进等。由于复合形法多数情况下能给出满意解,收敛速度较快,工程应用中使用较普遍。但由于它受有限元正分析时间的限制,大多搜索效率不高。在本工程中对有限元计算目标函数进行改进,采用神经网络学习获得计算模型,替代有限元进行目标函数的计算。

复合形法存在编程简单,使用方便的优点,但如前所述,该方法一般易陷入局部极小值,难以搜索到全局最优解。为了从根本上获得全局最优解,采用遗传进化搜索是一条新的途径。

1.4.3 进化神经网络智能反演原理

根据前途参数敏感性分析可知,施工方案对墙体位移的影响最大,其次第3、4层土体的弹性模量及泊松比对墙体位移和内力有较大影响。因此,在基坑开挖过程中取亚粘土、亚粘土夹亚砂土、粉细砂(浅)和粉细砂(深)4层土体的弹性模量进行反分析,并对下一步变形和地连墙的内力进行预测。

反分析可选的优化方法很多。作为新近发展的智能科学,遗传算法因其自身具有的全局优化特性,因此本工程采取遗传算法作为反分析的优化方法。

采用神经网络来描述深基坑工程复杂的映射关系。为了建立这种映射关系,需要给出一组样本对神经网络模型进行训练,用以训练的样本可以通过数值计算和物理模型试验等方法获得。网络训练样本应具有典型代表性。根据正交试验设计和均匀设计各自的优点,对神经网络的训练样本集中的学习样本采用正交试验设计法进行选取,而对测试样本采用均匀设计进行选取。这样可以既保证网络的学习、预测的准确性,又能减少试验的次数,从而大大节省计算工作量。

在每次反演计算中,利用有限元计算获得9个正交样本作为学习样本,7个均匀设计样本进行测试,由此获得能替代有限元计算的神经网络模型。该网络的输入是土体弹性模量,输出为相应测点的变形。最后由遗传算法对目标函数进行优化,得到反演结果。

1.4.4 土层力学参数的反演分析

从监测报告分析,在开挖1~5层土体时,P03孔的变形值总体上最大,因而该阶段选取该孔的变形进行反演。由于圆形结构变形和内力的自我调整,

自开挖第6层土体(第5道内衬施工完成)起,P03孔最大变形达到向坑内的最大值后开始下降;而P02孔向坑内的位移不断增大,此后最大变形值超过P03孔成为最大。因此自第2次反演开始选取P02孔的变形进行反演。

1.4.5 地连墙变形和内力预测

在反演得到土体的等效弹性模量后,对下一步施工中的地连墙变形和内力进行预测。

从最大变形预测与实测值的比较来看,预测最大变形发生位置和大小相当接近,预测有较高的准确度。最大相对预测误差为17.6%,但绝对误差不大,为3 mm;最小相对预测误差为0.34%,其绝对误差为0.1 mm。平均相对误差6.2%,说明预测的总体效果是相当好的。

1.5 基坑围护结构(地连墙和内衬)内力反演

地连墙和内衬钢筋应力计监测点布置如图2所示。地连墙取8个断面监测(标记为G1~G8),每个断面测试11个不同深度,分别为4 m、10 m、16 m、22 m、28 m、34 m、37 m、40 m、44 m、47 m和50 m。内衬取4个断面进行监测(标记为WL1~WL4)。

1.5.1 围护结构的内力反演公式

由于监测单位提供的数据是围护结构主筋应力,因此需要根据实测数据反演围护结构(地连墙和内衬)的弯矩和轴力。然后,将每层土体开挖和内衬浇筑过程中的内力值与设计值进行比较,以确定围护结构的安全状态。另外在每次报告中都分析了内力的变化规律,并对开挖面附近地连墙和内衬的内力变化趋势进行了预测。

根据主筋的受力,分为4种情况进行反演计算。

(1)对内外侧主筋都受压的情况,既考虑钢筋的作用,又考虑受压混凝土的作用。(2)对于内侧主筋受拉、外侧主筋受压或者内侧主筋受压、外侧主筋受拉的情况,考虑钢筋的作用和受压区混凝土的作用。由于混凝土受压区的计算公式不同,这实际上是2种情形。(3)内外侧主筋都受拉时,仅考虑钢筋的作用,而不考虑混凝土的作用。

1.5.1.1 两侧主筋都受压

取主筋间距 b 为单元计算长度。将推导的公式除以 b ,即得到每延米的计算公式。下同。

(1)围护结构所受轴力:

$$F_N = F_{Ns} + F_{Nc} \quad (2)$$

(2)围护结构的弯矩:

$$M = M_s + M_c \quad (3)$$

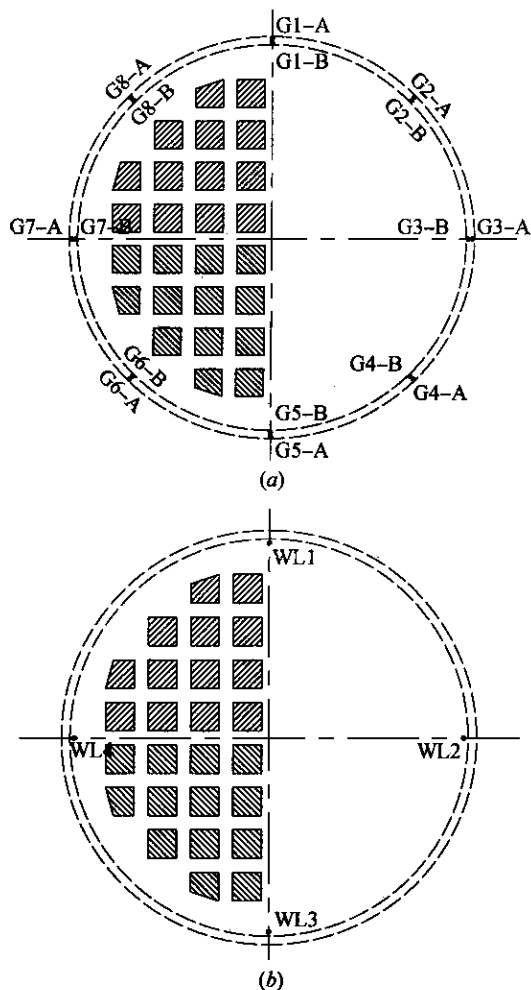


图2 地连墙和内衬钢筋应力计布置

1.5.1.2 一侧主筋受拉,另一侧主筋受压

(1)外侧主筋受压,内侧主筋受拉:

$$M = \frac{1}{b} (M_c + M_{st} + M_{sc}) \quad (4)$$

$$F_N = \frac{1}{2} k_1 k_3 x_0^2 - \frac{1}{3} k_2 k_3^2 x_0^3 + \frac{1}{b} (\sigma_{s1} + \sigma_{s2}) A \quad (5)$$

$$(A_1 = A_2)$$

(2)外侧受拉,内侧受压:

$$M = \frac{1}{b} [\sigma_{s1} A_{s1} (\frac{t}{2} - a_1) - \sigma_{s2} A_{s2} (\frac{t}{2} - a_2)] - \quad (6)$$

$$[\frac{1}{3} (k_1 k_3 - k_2 k_3^2 k_4) x_0^3 - \frac{1}{4} k_2 k_3^2 x_0^4 + \frac{1}{2} k_1 k_3 k_4 x_0^2]$$

$$F_N = \frac{1}{b} [b \int_0^{x_0} \sigma(\epsilon) dx + \sigma_{s1} A_{s1} + \sigma_{s2} A_{s2}] \quad (7)$$

$$= \frac{1}{2} k_1 k_3 x_0^2 - \frac{1}{3} k_2 k_3^2 x_0^3 + \frac{1}{b} (\sigma_{s1} A_{s1} + \sigma_{s2} A_{s2})$$

1.5.1.3 内外两侧均受拉

$$M = \frac{1}{b} [\sigma_{s1} A_{s1} (\frac{t}{2} - a_1) - \sigma_{s2} A_{s2} (\frac{t}{2} - a_2)] \quad (8)$$

$$F_N = \frac{1}{b} (\sigma_{s1} A_{s1} + \sigma_{s2} A_{s2}) \quad (9)$$

1.5.2 内衬的反演内力变化特点

1.5.2.1 内衬弯矩

从内衬弯矩随时间的变化趋势来看,各道内衬的初期弯矩表现为较大的负弯矩。随着基坑开挖和内衬浇筑的周期性施工,内衬弯矩出现不同程度的波动,最后在 $-1\,000 \sim 2\,000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 范围内波动变化。

将曲线的历次波动与内衬浇筑时间对应起来分析,可以看出内衬弯矩波动表现出了明显的规律性,即内衬某区域的混凝土浇筑完 1 d 后产生一个使上方内衬相同部位内侧钢筋受压的弯矩,弯矩的持续作用时间一般为 $1 \sim 2 \text{ d}$ 。然后该弯矩的作用逐渐弱化。在弯矩图上反映出,每一道内衬的浇筑总会使上方各道内衬的弯矩变化曲线产生一个波峰,而且波峰上升段的出现时间与内衬分区浇筑时间有对应关系,即先浇筑区域上方各道内衬的弯矩曲线先出现上升趋势。

1.5.2.2 内衬轴力

在基坑开挖和内衬浇筑过程中,内衬轴力基本上表现为轴向压力,拉力很少且数值很小(最大拉力为 96.9 kN)。

从轴力的变化情况看,在混凝土浇筑初期钢筋承受 $-8\,000 \sim -25\,000 \text{ kN}$ 的轴向压力。随着时间的延长,压力值逐渐稳定在 $0 \sim -20\,000 \text{ kN}$ 范围内。

1.5.3 地连墙内力变化特点

1.5.3.1 弯矩和轴力随时间的变化规律

分析了G1~G7各处的地连墙弯矩和轴力随时间的变化规律,结论如下。

(1)随着基坑开挖和内衬浇筑的进行,各深度处地连墙的弯矩曲线依次呈现“先大幅波动、后平稳变化”的趋势,弯矩波动期一般为 8 d 。待内衬施工深度超过相应的开挖面 2 m 后才趋于平稳变化。

地连墙轴力曲线也出现大幅波动,但波动期为 $2 \sim 3 \text{ d}$ 。从轴力数值看,内衬浇筑的总体效果是使地连墙所受的压力增大。

(2)各深度地连墙的初期和后期的弯矩值分布范围大体相同,都在 $-1\,000 \sim 1\,000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。轴力表现为压力,且前期小后期大,垫层浇筑完毕后轴力大多为 $0 \sim -6\,000 \text{ kN}$ 。

(3)地连墙弯矩曲线的波动性与内衬浇筑和基坑开挖直接相关。当内衬浇筑 1 d 后即在地连墙上作用一个正弯矩,其持续作用时间为 $1 \sim 2 \text{ d}$ 。当基坑继续向下开挖时,这一正弯矩的作用逐渐弱化。从弯矩图上反映出,每道内衬的浇筑都使地连墙弯矩曲线产生攀升,而随后的基坑开挖使弯矩曲线回落。两个施工步导致弯矩曲线出现峰值。这一规律与内衬弯矩的变化规律相同。

1.5.3.2 不同深度地连墙的内力

以G5为例基坑开挖过程中地连墙轴力多为压力。内力曲线的极值点多出现在 16 m 、 22 m 、 32 m 、 40 m 和 44 m 。尤其是,当基坑施工到 $0.5 H$ (H 为基坑开挖深度)以后,内力曲线的形状和极值点的位置再无大的变化。

1.5.4 施工因素与非施工因素对内力的影响规律

施工因素是指基坑开挖、内衬浇筑和底板浇筑,非施工因素是指环境温度的影响。

1.5.4.1 基坑开挖和内衬浇筑的影响

内衬浇筑使得地连墙和内衬弯矩出现波动,弯矩图出现攀升;基坑开挖使得弯矩曲线从波峰回落。

1.5.4.2 底板浇筑的影响

按照设计要求,底板分 2 层浇筑,每层厚度为 3 m 。从反演数据来看,在两层底板浇筑期间, $34 \sim 44 \text{ m}$ 处的地连墙弯矩出现明显波动, 40 m 以下的地连墙轴力出现增大迹象;各道内衬的弯矩曲线在每层底板浇筑期间均出现攀升和回落。

1.5.4.3 环境温度对内力的影响

环境温度分为 2 个方面:一是内部温度,指的是混凝土水化放热使得围护结构内部升温;二是外部温度,即气温。

(1)混凝土凝固以后,内部仍然发生的一系列物理化学变化不断放出大量水化热,使内衬温度升高,其结果是使内衬内部出现一个正弯矩,并导致上方各道内衬弯矩也出现一个大小不等的正弯矩,因此弯矩曲线出现攀升。从时间上看,弯矩曲线持续攀升的时间为 $2 \sim 3 \text{ d}$,与混凝土材料的升温时间相吻合,说明这一解释是合理的。

(2)选取垫层浇完至底板浇筑之前这段时间对气温的作用进行单独分析。这段时间内内衬弯矩不受其他因素的影响,有利于分析。

经分析看出,温度升高在内衬中产生一个正弯矩,使得内衬弯矩曲线攀升,而温度降低使内衬中产生一个负弯矩,因而内衬曲线回落。

以上分析表明,不管是混凝土浇筑还是气温升高,只要其结果使得内衬温度升高,内衬中就会产生正弯矩,弯矩曲线就会攀升。这两个因素的作用在逻辑上是一致的。

1.6 不同工况水土压力与变形变化对比分析

1.6.1 施工中土压力变化及对比分析

按照“粘性土进行水土合算、砂土进行水土分算”的原则,将基坑开挖初期、中期和后期至底板浇筑施工中的土压力实测值与理论计算值进行了对比。

(1)随着基坑开挖和垫层的浇筑过程中,墙外土压力值是逐渐减小的。其中,下部的减小幅度较上部要明显,开挖后期与开挖初期比较,T3和T7的48 m深处实测土压力分别减小61 kPa和88 kPa。T3和T7的土压力在48 m深处仍大于静止土压力。与垫层浇筑相比较,基坑底板浇筑期间,墙外42 m以上土压力值有所增大,48 m左右土压力略有减小。开挖初期和中期的土压力值较为接近,垫层浇筑期间的土压力值与开挖后期相比,较为接近。

(2)对于上覆粘土层和淤泥质土层,其实测土压力值接近水土合算的主动土压力;对于14 m以下的砂土层,其实测土压力基本与静止土压力接近;对于42 m以下的卵石层,实测土压力超过静止土压力。

(3)底板施工期间较垫层施工期间的平均最大变形有所增大,分别为29.62 mm和27.48 mm。将地连墙所受土压力与变形一起比较可以看出,土压力增大对地连墙作用明显,二者此期间在变化趋势上是一致的。

(4)从计算结果看,墙外土压力远未达到被动土

压力值。

1.6.2 监测孔隙水压力与计算对比

垫层施工期间,坑外地下水位有一定上升,实测水压力也随之增长。通过比较可以发现,孔隙水压力的变化与计算出的静止水压力具有较好的一致性,其监测水压力和计算静止水压力比值基本位于0.9~1.1之间。

2 小结

通过深入分析施工中地连墙变形的各主要影响因素,并对围护结构内力和地连墙变形进行了反演。通过二维有限元模拟圆形深基坑的动态施工过程,采用进化神经网络学习获得土体模量和变形之间的对应关系,由遗传算法优化反演土体等效弹性模量并对下一步变形和内力进行预测,较好完成了开挖过程中的基坑安全稳定性预测分析,对南锚基坑的安全施工起到了重要作用。采用智能方法对特大圆形深基坑进行动态施工反演分析,可大大提高了反演效率,并能获得全局最优解。

参考文献:

- [1] 杨林德,等著.岩土工程问题的反演理论与工程实践[M].北京:科学出版社,1996.
- [2] 冯夏庭,张志强,杨成祥,等.位移反分析的进化神经网络方法研究[J].岩石力学与工程学报,1999,18(5).
- [3] 邓建辉,李焯芬,葛修润.BP网络和遗传算法在岩石边坡位移反分析中的应用[J].岩石力学与工程学报,2001,20(1).
- [4] 孙钧,袁金荣.深大基坑施工变形的智能预测与控制[J].地下工程与隧道,2000,(4).

交通部与国家测绘局将共享地理信息数据资源

2006年7月18日,交通部与国家测绘局在北京签署加强地理信息数据资源共享与合作协议。国家测绘局将向交通部无偿提供1:50 000基础地理信息数据及更新数据等资源,用于全国公路(含农村公路)电子地图制作、交通信息化管理和交通地理信息平台建设。交通部将向国家测绘局无偿提供全国公路数据、全国内河航道电子地图数据及更新数据等资源,用于基础地理信息数据库的更新。交通部副部长翁孟勇,国土资源部副部长、国家测绘局局长鹿心社分别代表交通部和国家测绘局在协议上签字。

1:50 000数据库是目前覆盖全国的比例尺最大、数据量最大、内容最丰富、精度最高的基础地理信息数据库。翁孟勇表示,1:50 000数据库在交通领域中的应用意义重大。准确监控农村公路建设投资规模,精确掌握农村公路通达情况,在地理条件恶劣的偏远地区如西藏墨脱修筑公路,进一步完善内河航道地理信息系统……该数据库的应用将逐步使这些愿景变为现实。

交通部和国家测绘局还将共同开展全国公路(含农村公路)管理系统的更新维护,建立分工维护的互动更新机制,并于每年12月底交换已有最新成果。省级交通与测绘行政主管部门间也将建立数据共建共享机制。