

# 载荷试验计算两层土复合地基变形模量

石少敏<sup>1</sup> 刘军林<sup>2</sup>

(1 吉林大学建设工程学院, 吉林长春 130026; 2 江西省交通设计研究院, 江西南昌 330002)

**【摘要】** 两栋 18 层住宅楼建在天然地基中有淤泥的土层上, 地基采用振冲法处理。通过对两栋楼地基的载荷试验与沉降观测曲线的比对, 发现对筏板基础依据载荷试验曲线初段的压缩模量不能真实反映复合地基的压缩性, 建筑物的总沉降量与载荷试验曲线的后半段相关。根据载荷试验曲线计算压板影响范围内两层复合地基土变形模量, 据此参数计算建筑物的沉降量与根据实际沉降观测结果推算值较为接近, 克服了现有的根据载荷试验只能获得一层土变形模量的缺陷。

**【关键词】** 复合地基; 载荷试验; 沉降观测; 变形模量; 下卧软土

**【中图分类号】** TU 472

## Calculation of Deformation Modulus of Two Layers Composite Ground Based on Loading Test

Shi Shaomin<sup>1</sup> Liu Junlin<sup>2</sup>

(1. College of Construction Engineering, Jilin University, Changchun Jilin 130026;

2 Communications Design Institute of Jiangxi Province, Nanchang Jiangxi 330002 China)

**【Abstract】** Two dwelling buildings with 18 stores are proposed on a ground consisting of soft marine clay. The foundation is treated with vibroflotation. Based on the comparison of the load tests and the settlement curves, it is founded that the modulus on initial linear part of the curve of load tests does not truly express the compression of the composite ground for the raft-foundation and that the settlement is related with later linear part of the curve of load tests. This article is about the calculation method of the deformation modulus of two layers composite ground within the plate influence from the data of load-test. It is close that the calculation settlement with the modulus compared with the calculation settlement with the measured settlement of the two buildings. The two layers modulus from load-test is avoid of the defect of the using method which only one layer modulus of deformation is gained.

**【Key Words】** composite ground; loading test; settlement observation; modulus of deformation; soft soil substratum

### 0 概述

工程为大连市泉水子居住区龙畔金泉 A22<sup>#</sup>、A24<sup>#</sup>楼, 为 18 层住宅楼。主体采用框架结构筏板基础, 基础底平面长 32.0m, 宽 16.1m, 基础底面高程 2.0m, 地面高程约 4.0m。而该地层中的软弱层层底深约 10.0m, 地基采用振冲碎石桩加固处理, 加固层为穿过淤泥层及其下的粉质粘土层, 未处理此层以下的碎石层和红粘土层。振冲法在散体结构桩中施工速度快, 沉降量小, 沉降稳定时间短<sup>[1]</sup>。从现有资料看尽管有 18 层及 18 层以上建筑物采用振冲法处理的工程实例<sup>[2-4]</sup>, 但多数天然地基为粉质黏土、砂土或淤泥层厚度不足 1.5m, 处理前地基土质相对较均匀。本工程场地土层上部为填土层, 其下为淤泥层, 淤泥层平均厚 5.0m, 两层土的压缩模量在处理前后都有较大的差别。

施工中 A24<sup>#</sup>楼采用 75kW 振冲器, A22<sup>#</sup>楼采用 100kW 振冲器。地基处理后进行复合地基载荷试验(见图 1), 主体施工中进行了沉降观测, 两栋楼的沉降量相差较大(见图 2)。通过对两栋楼的载荷试验曲线与沉降观测曲线的比对, 发现沉降观测曲线的前半段, 两楼看不出明显差别, 建筑物的总沉降量与载荷试验曲线的后半段相关。地基土压缩模量或变形模量是建筑物沉降计算的主要参数, 目前依据载荷试验计算地基土的变形模量只是依据载荷曲线的初段, 该方法是在均匀地基的假设条件下, 以弹性理论为基础。本工程地基土为非均匀地基, 建筑物及载荷试验中的荷载增加到一定程度后, 其地基土的总变形中下卧软土层的变形所占比例增加, 故根据载荷试验确定土层的变形模量应同时考虑曲线的前后段。

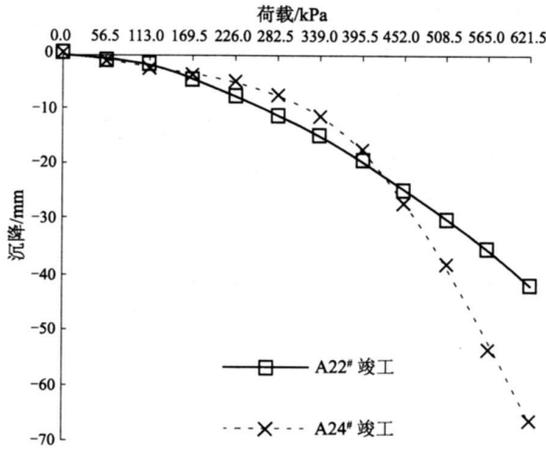


图1 地基处理后载荷试验曲线

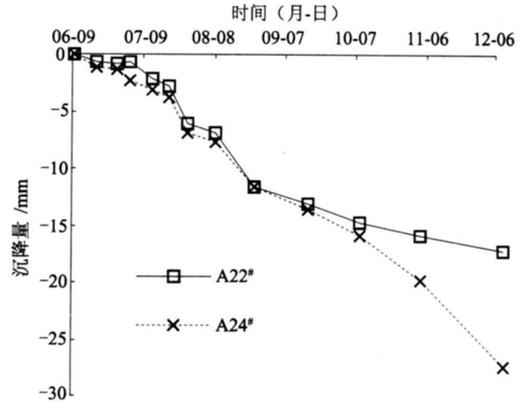


图2 A22#、A24# 沉降观测曲线

表1 土层描述及主要物理力学性能指标

土层	描述	层厚/m	含水量 $w/\%$	密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	孔隙比 $e$	液限 $w_L/\%$	承载力特征值 /kPa	压缩模量 $E_s/MPa$
① 杂填土	灰褐色, 黏性土混碎石	3.9~4.4		1.90			100	7
② 淤泥	灰黑色, 软~流塑状	4.7~5.4	43.2	1.77	1.12	41.5	80	2
③ 粉质黏土	黄褐色, 硬可塑状	0.8~1.3	31.5	1.88	0.86	38.8	150	4
④ 碎石	黄褐色, 碎石及黏土	0.8~3.2					250	
⑤ 红黏土	红褐色, 硬可塑状	1.1~7.7	29.4	1.88	0.86	41.6	170	
⑥ 灰岩	强风化, 灰色						500	

## 1 地层条件

该场地原为河流入海口, 后经填海形成。根据岩土工程勘察报告, 各土层及参数见表1。场地地面高程约4.0m, 振冲桩施工前地基开挖至1.5m高程处, 淤泥层顶高程为0.5m, 碎石层顶高程为-5.5m。即填土层厚度为1.0m, 淤泥层及其下的薄层粉质粘土层厚度为6m, 可看作一软土层。地下水水位高程1.0m。

## 2 振冲桩复合地基设计、施工及检测

### 2.1 振冲桩复合地基设计及施工

根据建筑设计要求, 复合地基承载力 $f_{spk}$ 为270kPa, 压缩模量 $E_s$ 为15MPa。地基处理设计碎石桩桩径为1m, 筏板基础下满堂布置, 呈等边三角形, 桩距1.4m, 并在基础边线外布三排护桩。桩端至第4层碎石层, 每栋楼地基设计桩数为527根。填料采用5~10cm的机碎石, 含泥量 $<5\%$ , 施工结束后将松散桩头压实, 桩顶铺设500mm厚的碎石垫层。

### 2.2 振冲桩复合地基检测

按规范<sup>[5]</sup>要求: 振冲处理后的地基竣工验收时, 承载力检验应采用复合地基载荷试验。本工程采用单桩复合地基载荷试验, 检测高程为施工作业面即

1.5m处, 压板尺寸为1.4m $\times$ 1.4m的方压板。每栋楼各载荷试验点的承载力特征值的极差不超过平均值的30%, 采用各楼的试验平均值进行研究。并假定: ①地层是水平的; ②所施工的桩为等间距且桩体均匀。

由于该场地地层上部土层为黏土混碎石, 其下为淤泥层, 龚晓南<sup>[6]</sup>将地基处理分为置换和改善地基土的物理力学性质两种, 本工程上层填土置换为碎石桩的同时, 通过振动和挤密改善了桩间土的物理力学性质, 下层软土通过水冲将淤泥带出孔外置换为碎石, 其处理以置换为主。经振冲法加固后, 其表层复合土层的压缩模量大于其下桩间土为淤泥的复合土层。

## 3 沉降观测及计算

两栋楼主体施工的同时进行了沉降观测, 从2006年6月9日开始对每栋楼的四个角每施工3层做一次沉降观测, 最终于2006年12月9日完成沉降观测, 由于各楼最大的沉降差为0.0012, 满足规范<sup>[7]</sup>的0.003的要求, 最终沉降量均小于该规范的200mm要求, 各楼取每次观测四个角的平均沉降量进行对比(见图2)。

图2反映沉降最快阶段为主体施工至上半段,

即7月中旬至8月下旬的一个半月内,完成本次半年观测全部沉降的43%~68%。从曲线看沉降还在继续,根据建筑物的沉降观测资料,多数情况可用双曲线法估算最终沉降量<sup>[8]</sup>,为消除观测资料可能产生的偶然误差,通常将 $s-t$ 曲线后段的全部观测资料加以利用,经计算并绘制 $t/s_t$ 的 $t$ 关系曲线,该方法的推算公式为

$$\frac{t}{s_t} = \frac{1}{s_\infty} t + \frac{\alpha}{s_\infty} \quad (1)$$

式中: $s_\infty$ 为最终沉降量; $s_t$ 为时间 $t$ 所对应的沉降量; $\alpha$ 为经验参数。

根据主体封顶后,即沉降观测后段数据的直线斜率 $1/s_\infty$ (见图3和图4),即可求得两栋楼的 $s_\infty$ 。施工期间的沉降量占计算最终沉降量的比率(见表2)。

表2 沉降量对比表

对比	A22 <sup>#</sup>	A24 <sup>#</sup>
施工沉降/mm	17.2	27.5
最终沉降/mm	26.8	76.4
已完成/%	64.2	36.0

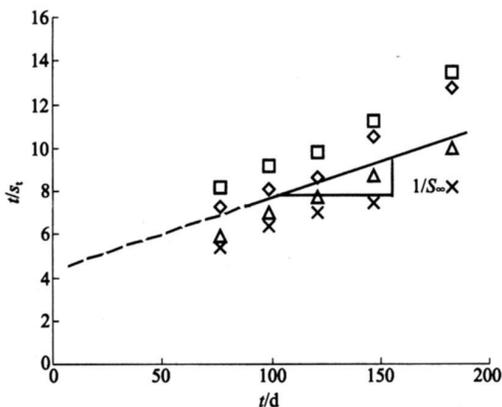


图3 A22<sup>#</sup>楼 $t/s_t-t$ 关系

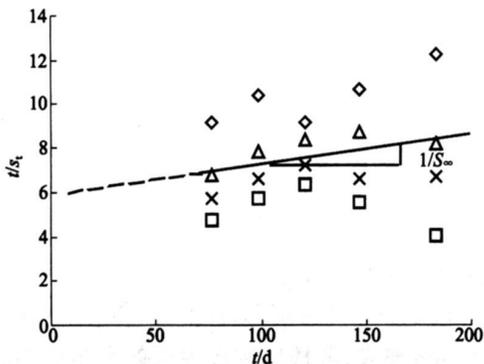


图4 A24<sup>#</sup>楼 $t/s_t-t$ 关系

#### 4 变形模量计算方法对比

上述最终沉降量的结果尽管为推算值,但它是实际观测结果为基础,故以此结果为标准对比采用各种变形模量或压缩模量计算的沉降值。复合地基土无法通过现场取样由室内试验确定各土层的压缩模量,只能根据现场载荷试验确定变形模量,然后根据所确定的参数计算最终沉降。以下沉降观测推算结果为标准对比在沉降计算中,采用现有复合地基变形(压缩)模量计算方法和本文提出的载荷试验曲线切线法计算下卧土层变形模量,以确定本方法的实用性。

##### 4.1 载荷试验曲线初段计算变形模量及沉降

复合地基变形模量是基于弹性变形理论,根据载荷试验的 $P-s$ (荷载-沉降量)曲线的初段直线段求得的<sup>[8-9]</sup>。其计算公式为

$$E_0 = \frac{pb(1-\nu^2)\omega_s}{s} \quad (2)$$

式中: $E_0$ 为土的变形模量,MPa; $p$ 为荷载强度,kPa; $b$ 为载荷板的宽度,mm; $\nu$ 为土的泊松比; $\omega_s$ 为沉降影响系数,方板取 $\omega_s=0.88$ ; $s$ 为相应于 $p$ 的载荷板下沉量,mm。

此变形模量用于弹性理论法最终沉降量估算,其公式<sup>[8]</sup>为

$$s = \frac{1-\nu^2}{E_0} \omega_s \cdot b \cdot p \quad (3)$$

式中: $s$ 为建筑物最终沉降估算值,mm; $\omega_s$ 为沉降影响系数,取 $\omega_s=1.22$ ; $b$ 为基础的宽度。

此方法计算结果见表3中的初段法,与沉降观测推算值相比,不仅计算结果明显偏大,而且22<sup>#</sup>楼与24<sup>#</sup>楼结果的大小与沉降观测推算值相反,即推算值24<sup>#</sup>楼沉降量大,22<sup>#</sup>楼沉降量小,此方法计算结果为22<sup>#</sup>楼沉降量大,24<sup>#</sup>楼沉降量小。

表3 不同方法计算变形(压缩)模量及沉降量对比表

计算方法	A22 <sup>#</sup> 楼		A24 <sup>#</sup> 楼	
	$E_0(E_s)/\text{MPa}$	$s'/\text{mm}$	$E_0(E_s)/\text{MPa}$	$s'/\text{mm}$
实测值推算		26.8		76.4
初段法	30.2	168.7	46.3	109.7
反演法	32.6	58.7	50.0	38.2
切线法1	上层	33.6	上层	51.4
	下层	15.7	下层	9.2
切线法2	上层	33.6	上层	51.4
	下层	15.7	下层	9.2

##### 4.2 载荷试验反演法计算变形模量及沉降

该方法是依据文献[10],根据载荷试验270kPa荷载所对应的沉降量,反演压缩模量指标。A22<sup>#</sup>和

A24<sup>#</sup>楼 270 kPa 所对应的沉降量  $s$  分别为 10.3 mm 和 6.7 mm。压缩层厚度取  $1.5b$  ( $b$  为压板宽度), 分层厚度取  $0.4b$ , 确定土层的压缩模量。然后根据此压缩模量采用分层总和法推算建筑物的沉降量<sup>[11]</sup>。

$$E_s = \frac{1}{s} \sum \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} h_i \quad (4)$$

$$s = \sum \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2E_{si}} h_i \quad (5)$$

式中:  $E_{si}$  为土层压缩模量, MPa;  $\sigma_i$  为第  $i$  层顶附加压力, kPa。

此方法计算结果见表 3 中的反演法, 与沉降观测推算值相比 22<sup>#</sup>楼与 24<sup>#</sup>楼结果的大小也与沉降观测推算值相反。

#### 4.3 载荷试验曲线切线法计算变形模量及沉降

尽管两栋楼原地质条件相似, 但是两栋楼的复合地基载荷试验曲线及主体竣工后沉降量相差较大, 反映出两栋楼复合的承载性状有较大差异。H. B. Poo-rooshasb<sup>[12]</sup> 经过分析后, 得出结论认为, 软土的物理力学性能在碎石桩基础系统中不起主要作用。由于施工中 A24<sup>#</sup>楼采用 75 kW 振冲器, A22<sup>#</sup>楼采用 100 kW 振冲器, 使两栋楼的振冲桩桩体密实度相差较大。图 1 及图 2 中曲线末段出现较大差别主要反映了两种不同振冲器所制桩体的密实度的不同。载荷试验曲线初段变形由于荷载较小主要反映表层土的弹性变形, 表层土的变形模量根据公式(2)可计算出来, 随荷载的增加曲线出现向下的转折点, 在转折点之后曲线还是呈线性关系, 未出现整体剪切破坏阶段。振冲桩复合地基载荷试验曲线这种形态较为普遍, 高大钊<sup>[8]</sup>认为此种形态在理论上还缺乏完善的研究。载荷试验曲线出现转折点, 表明地基土的变形由弹性变形进入了弹塑性变形阶段, 即此段变形包含了上下两层土的弹性变形及塑性变形。地基下卧土层的弹性变形直线斜率应介于载荷试验曲线的初段和末段直线斜率之间, 即转折点的切线斜率(见图 5)。根据公式(2)计算出下层土  $E_0$ 。由于沉降计算的分层总和法采用的是  $E_s$ , 再利用  $E_0$  与  $E_s$  的关系式(6)得出  $E_s$ 。

$$E_0 = E_s \left[ 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right] \quad (6)$$

利用上述切线法所求的下层土的压缩模量及表层土的压缩模量, 对本工程的两栋楼沉降计算分别采用了分层总和法—公式(5), 和规范<sup>[7]</sup>推荐法, 其公式为

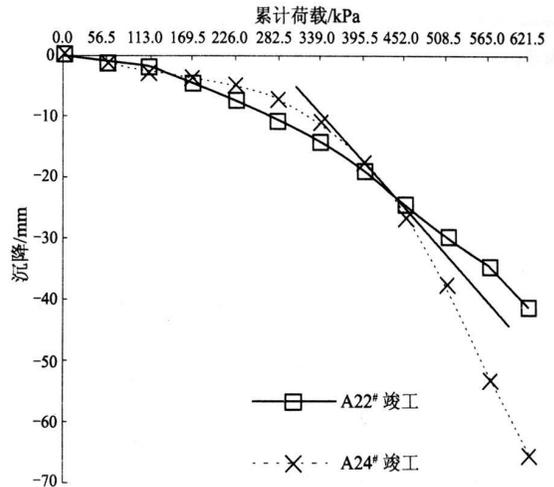


图 5 载荷试验曲线及所选直线段

$$s = \psi \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (7)$$

式中:  $\psi$  为沉降计算经验系数, 查规范<sup>[5]</sup>中表;  $p_0$  为基础底面处的附加压力, kPa;  $z_i$ 、 $z_{i-1}$  为基础底面至第  $i$  层土、第  $i-1$  层土底面的距离, mm;  $\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$  为基础底面计算点至第  $i$  层土、第  $i-1$  层土底面范围内平均附加应力系数。

利用两层土的变形模量计算两栋楼的沉降量, 对比分层总和法、规范推荐法, 结果见表 3 中的切线法 1(分层总和法)和切线法 2(规范推荐法)。从表中的对比看, 两种沉降计算方法采用相同的模量, 24<sup>#</sup>楼沉降量大, 22<sup>#</sup>楼沉降量小的区别两种方法都反映出来了, 但不同的沉降计算方法结果相差较大, 规范法的结果更接近实测推算值。

## 5 结论

1) 本工程的建筑物基础采用筏板基础, 由于荷载影响深度大, 载荷试验曲线初段不能真实全面反映复合地基的压缩性。所求出的变形(压缩)模量, 将有下卧软土层的两层地基土看成与上层地基土相同的均质土层。据此结果进行沉降计算与沉降观测结果偏差较大。

2) 根据载荷试验曲线的初段及转折点切线可求出两层地基土的压缩模量, 据此模量进行沉降计算时, 与分层总和法相比, 由于规范推荐法采用了沉降经验系数, 其沉降计算结果更接近沉降观测推算值。

3) 本工程由于下卧淤泥层埋深在载荷试验压板的影响范围内, 可采用单桩复合地基载荷试验, 对于软土层顶较深的地层, 且为筏板基础建议采用多桩复合地基载荷试验, 即加大压板尺寸。

(下转第 319 页)

### 3 滑坡治理措施

#### 3.1 治理原则

由于管道沿线不稳定滑坡主要以小型浅层滑坡为主,同时由于管道属于线型工程,本身荷载并不大,但其危险性与重要性却相对较高。所以在治理滑坡时一方面必须要考虑滑坡本身的特点,包括其所处的位置、地形地貌、诱发的主导因素、地层岩性、规模大小等;另一方面还必须结合工程特点,做到因地制宜、就地取材、一次根治、不留后患<sup>[4-5]</sup>。

#### 3.2 治理措施

##### 3.2.1 抗滑挡墙

这是小型滑坡治理最为主要的支挡措施<sup>[4]</sup>。在设计与施工抗滑挡墙时应注意其墙基必须放在滑动带以下一定深度,防治“挡墙坐船”的可能;墙的走向与滑坡主滑方向尽量垂直;墙后必须设置纵向盲沟和其它排水设施;当用于河流岸坡支挡时,墙基还必须埋入最低冲刷线以下一定位置;施工时必须分段开挖,跳槽施工,防止全面开挖引发滑坡失稳。

抗滑挡墙的材料在石材丰富地区可就地取材,采用浆砌片石砌筑;而在石材缺乏地区则可选用混凝土或片石混凝土砌筑。

##### 3.2.2 防水措施

防水是滑坡治理中必不可少的辅助方法,同时水也是引起滑坡失稳的主要因素之一。由于沿线滑坡主要为小型滑坡,其排水措施相对简单,可以通过截水沟、排水沟来截、排地表水,防止雨水渗入软化边坡。在设计与施工时,必须考虑与支挡措施联合使用。

##### 3.2.3 修整坡面

现场调查可知,沿线滑坡失稳大都与坡面陡峻有关;同时,管道经过地段,特别是中西部,管道一般远离人口集中地。所以可采用坡面修整方法,使边坡坡角小于或等于其边坡岩土体综合内摩擦角,以使边坡达到自稳。而边坡修整产生的弃土可置于坡脚平缓地段以“补足”,或妥善解决。在采用此方法时一定要防止弃土失稳带来其它次生地质灾害。

### 4 结论

1) 西气东输管道沿线滑坡发育,以中、小型滑坡为主。目前不稳定滑坡共 17 处,均为小型浅层滑坡。

2) 管道沿线滑坡空间分布具有明显的地域性,主要分布在宁陕段和山西段,主要为黄土滑坡和堆积土滑坡。

3) 管道沿线滑坡的发育主要受控于地形地貌、地层岩性、河水冲刷和人为因素影响。

4) 滑坡治理宜结合滑坡特征和工程特点,选用挡滑挡墙、坡面修整,并结合防水措施来综合治理。

#### 参 考 文 献

- [1] 李智毅,颜宇森,雷海英. 西气东输工程建设用地区的地质灾害[J]. 地质力学学报,2004(3):253-259.
- [2] 赵应奎. 西气东输工程管道线路地质灾害及其防治对策[J]. 天然气与石油,2003(3):44-47.
- [3] 张咸恭,王思敬,张倬元,等. 中国工程地质学[M]. 北京:科学出版社,2000.
- [4] 常士骠,张苏民,项勃,等. 工程地质手册(第四版)[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2007:536-552.
- [5] 郑颖人,陈祖煜,王恭先,等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京:人民交通出版社,2007:1-59.

收稿日期:2008-08-19

(上接第307页)

#### 参 考 文 献

- [1] Ketker D J, Telang R L. Comparative performance of petroleum tanks on ground treated by sandwicks, stone piles and stone columns[J]. New Delhi, India, X III ICSMFE, 1994: 1207-1210.
- [2] 叶书麟. 地基处理工程实例应用手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1998:113-137.
- [3] 陈风忠. 大功率振冲碎石桩在高层建筑中的应用[J]. 山西建筑,2006(4):124-125.
- [4] 范燕红,袁贵兴,蒋志军. 振冲碎石桩在成都某高层建筑中的应用[J]. 四川建筑科学研究,2001(3):49-50.
- [5] JGJ 79-2002 建筑地基处理技术规范[S].
- [6] 龚晓南. 广义复合地基理论及工程应用[J]. 岩土工程学报,2007(1):1-13.
- [7] GB50007-2002 建筑地基基础设计规范[S].
- [8] 高大钊. 土力学与基础工程[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1998:66-101.
- [9] GB50021-2001 岩土工程勘察规范[S].
- [10] 陈明. 应用静载荷试验成果反演地基土压缩模量指标[J]. 建筑施工,2005,8:14-15.
- [11] 常士骠,张苏民. 工程地质手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2007:179-182.
- [12] Poorooshasb H B, Meyerhof G G. Analysis of Behavior of Stone Columns and Lime Columns. Computers and Geotechnics[J]. Computer and Geotechnics, 1997, 20(4):47-70.

收稿日期:2008-08-19