

真空-堆载联合预压加固路堤 FLAC 数值分析

蔡君君, 王星华

(中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075)

摘要: 以比奥固结理论为基础, 将砂井地基等效成砂墙地基平面应变问题, 采用库伦-摩尔塑性本构模型, 建立 FLAC^{2D} 计算模型, 模拟实际施工过程分级填筑, 对填方路基的变形特征进行了定量分析和评价。分析结果与现场实测数据较为吻合, 验证了数值模拟计算方法的合理性。

关键词: 真空-堆载联合预压; 固结; 平面应变; 砂井地基

中图分类号: TU433

文献标志码: A

文章编号: 1673-9833(2009)03-0005-05

Numerical Analysis of Embankment Consolidation by Vacuum-Surcharge Preloading with FLAC

Cai Junjun, Wang Xinghua

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

Abstract: Based on Biot consolidation theory, sand-drained foundation was transformed into sand-wall foundation. Mohr-coulomb plastic constitutive model was used to establish Flac^{2D} computer model to simulate construction process. The deformation of the subgrade was analyzed and evaluated. The results tallied with the field measured data which verified the reasonableness of numerical simulation calculation.

Keywords: vacuum-surcharge preloading; consolidation; plane strain; sand drain

随着高速公路、铁路建设的发展, 真空-堆载联合预压法已广泛应用于软基的加固处理。但是, 由于土体结构较为复杂, 难以准确确定土体本身的力学参数, 加上塑料排水板或砂井等竖向排水体的存在, 使得分析的复杂程度大大增加。现有的计算方法主要分为两类^[1]: 一种是以轴对称固结理论为基础的解析解法, 例如 Barron 解、Hansbo 解、曾国熙解等; 另一种是以太沙基 (Terzaghi) 固结理论或比奥 (Biot) 固结理论作为基础的数值解法, 例如有限元法、边界元法和有限差分法等。为了能更好地分析真空-堆载联合预压作用下土体应力应变、孔压等的变化过程, 深入认识其加固效果, 本文以比奥固结理论为基础, 利用 FLAC^{2D} 软件对京沪高速铁路某路堤横断面的实际施工过程进行数值模拟, 通过跟踪关键监测点的位移、孔压等, 与实际监测值进行比较, 在对所建模型和参数

取值进行多次修正的基础上, 对真空-堆载联合预压法的数值计算方法进行了探讨。

1 比奥固结计算理论

土体的固结, 既包含着土骨架的变形问题, 又包含着土体中孔隙水的渗流问题。比奥固结理论是从较严格的固结机理出发推导的、能准确反映土骨架变形与孔隙水压力消散相互关系的“真三维固结理论”^[2], 但由于它所建立的偏微分方程是位移和孔压的耦合, 对于一般的地基情况, 边界条件稍微复杂便无法求得解析解, 故工程上一般将其应用于数值计算中。根据塑料排水板 (或砂井) 地基和砂墙地基的等效关系, 本文把三维空间固结问题转变为二维的平面应变问题。下面将介绍等参四边形单元的平面比奥固结有限元计算公式^[1]。

收稿日期: 2009-03-17

作者简介: 蔡君君 (1985-), 男, 湖南常德人, 中南大学硕士研究生, 主要研究方向为铁道工程, E-mail: caijunjun1985@163.com

对于平面变形问题, 比奥固结方程可写为:

$$\begin{cases} -G\nabla^2\omega_x + \frac{G}{1-2\nu}\frac{\partial}{\partial x}\varepsilon_v + \frac{\partial u}{\partial x} = 0, \\ -G\nabla^2\omega_z + \frac{G}{1-2\nu}\frac{\partial}{\partial z}\varepsilon_v + \frac{\partial u}{\partial z} = -\gamma, \\ \frac{\partial\varepsilon_v}{\partial t} + \frac{K}{\gamma_u}\nabla^2 = 0, \end{cases} \quad (1)$$

式中: $\varepsilon_v = -\left(\frac{\partial\omega_x}{\partial x} + \frac{\partial\omega_z}{\partial z}\right)$ 为平面应变情况下的体应变;

$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ 为拉普拉斯算子;

G 和 ν 分别为剪切模量和泊松比;

K 和 γ 分别为土体的渗透系数和容重;

ω_x, ω_z, ν 和 V 分别为该点 x, z 方向的位移和孔压。

当采用有限元的增量形式时, 比奥固结方程可以表示

$$\text{为: } \begin{bmatrix} \bar{K} & K' \\ K'' & \tilde{K} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\delta \\ \beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R - R_1 \\ 0 \end{bmatrix}, \quad (2)$$

式中: $K', \bar{K}, K'', \tilde{K}$ 为刚度系数;

$\Delta\delta, \beta$ 为位移增量和超静孔压值;

R 为外荷载所对应的结点等效荷载;

R_1 为 $t-\Delta t$ 时刻以前发生的位移相对应的应力所平衡了的部分荷载。

虽然比奥固结理论在方程推导时是假定土骨架为线弹性的, 但用于数值分析时, 仍可将其推广应用于非线性弹性问题, 所不同的只是刚度矩阵 $[D]$ 中的元素不相同而已。

2 模型建立及参数取值

本文选取京沪高速铁路试验段具有代表性的某路堤断面作为研究对象, 该断面采用塑料排水板联合真空堆载预压加固处理, 加固深度 14.5~22.5 m, 排水板间距 1.2 m, 梅花型布置, 塑料排水板顶面铺 0.8 m 厚的砂垫层, 膜下真空压力不小于 80 kPa, 路基高度 5.55 m, 顶宽 14.2 m, 边坡斜率 1:1.5。该断面的监测工作历时 1 a, 整个监测工作与路堤填筑工程同步进行, 监测资料全面, 监测点布置如图 1 所示。

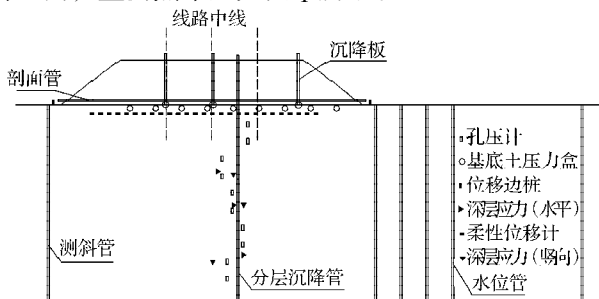


图 1 路堤断面监测点布置图

Fig. 1 Layout of monitoring points of embankment cross-section

2.1 计算模型

在划分网格时, 若在砂井(砂墙)及其中间设置结点, 将使结点数成倍增加, 增加了计算工作量。为了减少计算工作量, 适当将砂井的间距放大, 以减少结点数。根据已推导出的砂墙地基双向应变、双向渗流等应变固结理论解与巴隆轴对称固结理论解相比较可知, 在固结度或平均孔压不变的条件下, 砂井地基平面问题和轴对称问题之间的等效方法^[3]。这种等效方法只需通过调整渗透系数即可, 砂墙间距可根据网格划分的需要取值, 计算公式如下:

$$\begin{cases} k_{hq} = D_h \cdot k_{hj}, \\ k_{vq} = D_v \cdot k_{vj}, \end{cases} \quad (3)$$

式中: k_{hj}, k_{vj} 分别为排水板(或砂井)地基的水平垂直渗透系数;

k_{hq}, k_{vq} 分别为砂墙地基的水平垂直渗透系数;

D_h, D_v 分别为水平和垂直向渗透系数的调整系数,

$$D_h = \frac{4(n_p - s_p)^2(1+\nu)L^2}{9n_p^2\mu_a - 12(1+\nu)\beta(n_p - s_p)(s_p - 1)L^2}, \quad (4)$$

$$D_v = \frac{2(1+\nu)}{3}, \quad (5)$$

上式中: L 为砂井间距放大系数, $L=B/r_e$ (其中 B 为砂墙间距的 1/2, r_e 是砂井的有效排水区半径);

$n_p=B/r_{wp}, r_{wp}$ 为砂墙宽度的 1/2;

$s_p=r_{sp}/r_{wp}, r_{sp}$ 为砂墙地基涂抹区宽度的 1/2;

$\beta=k_{ra}/k_s$;

r 为泊松比;

$$u_a = \frac{n^2}{n^2 - s^2} \ln \frac{n}{s} - \frac{3n^2 - s^2}{4n^2} + \frac{k_{ra}}{k_s} \frac{n^2 - s^2}{n^2} \ln s;$$

n 为砂井的井径比, $n=r_e/r_{wa}$;

r_e 为砂井有效排水区半径;

r_{wa} 为砂井半径;

s 为涂抹半径 r_s 和与砂井半径 r_{wa} 之比, $s=r_s/r_{wa}$ 。这样, 只需要把实际的砂井地基渗透系数 k_{ra}, k_{za} 分别放大为原来的 D_h 和 D_v , 就可以把砂井地基等效成砂墙地基来进行平面应变计算。

加固区域为对称结构, 以中心为对称轴, 取 1/2。深度取用分层总和法计算的土层的压缩低层, 为 28 m, 宽度取 40 m。为简化计算, 假定水平面与地面平齐, 地基单元中设置 3 道砂墙, 每 1 个土层为 1 个单元区, 塑料排水板单独划分为 1 个单元区, 总共划分为 1 970 个单元。

2.2 边界条件的处理

在 Biot 固结分析中, 边界条件包括 2 大类: 一类为结点位移边界条件, 另一类为结点孔隙水压力边界条件。在 FLAC 中, 位移边界条件指的是速度边界条

件, 即通过设定模型边界节点的速度 (通常设定边界节点某个方向速度为 0) 来实现位移边界条件。位移边界条件取为: 地基表面为自由变形, 密封膜覆盖部分受堆载压力作用, 限制地基的侧限边界水平向位移 (均为不透水边界), 地基底面竖向位移和水平位移为 0。孔压边界取为: 砂垫层中所有结点的孔隙水压力为负的真空压力 -80 kPa, 砂垫层以外的地基表面孔隙水压力固定为 0, 其它边界的孔压未知。

2.3 荷载的简化

对填土荷载的处理一般有 2 种方法: 1) 把填土当成新增单元参加计算; 2) 将填土折算成等效结点荷载进行计算。前者能够模拟填土与地基的相互作用, 计算填土的应力和应变, 分析粘性填土的变形和开裂问题具有明显的优势, 但不能模拟线性加载过程; 而后者可以方便地模拟实际的加载过程。本文中采用第二种方式, 填土荷载按施工设计分 10 级施加, 计算前将加载区域都设置为 null (空单元), 随后分别按时间顺序给所需加载的土层赋值, 从而实现分级加载, 计算模型也相应地分 10 步完成, 最后建立的计算模型如图 2 所示。

为了考虑加载的时间效应, 通过每步加载时间的长短来控制计算的步长 (step)。应该指出, 由于 FLAC 是时间渐进的, 相应的计算次数隐含了时间因素, 与物理时间具有一定的对应关系, 故一般而言, 计算步数越多, 对应的时间越长, 模型发生的变形也越大, 这一特性有别于其它种类的数值计算程序。为真实地模拟加载的时间效应, 本文计算时特别注意模拟每层填筑体的推进度, 根据堆填每层填筑体所需要的时间来确定计算步数, 并通过对关键监测点的位移跟踪 (且

与实际监测值进行比较) 而对每层填筑体的计算步长做了多次修正。

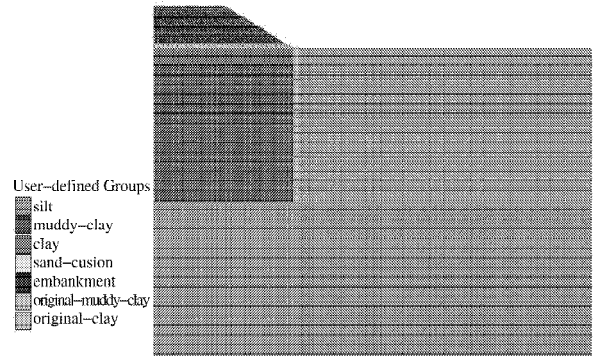


图 2 路堤横断面填筑后 FLAC^{2D} 计算模型
Fig. 2 Numerical model of embankment cross-section with FLAC^{2D}

2.4 本构模型及计算参数的选择

单纯的真空预压或以真空预压为主的真空-堆载联合预压, 其本构模型宜采用弹性本构模型, 而对特殊的情况, 如堆载相对比重较大时, 可采用塑性本构关系, 必要时考虑土体损伤。考虑到本试验段工程属于特殊情况, 堆载密度较大, 所以拟定采用摩尔-库伦塑性模型。原地基参数取值以土工试验成果为主要依据, 根据实际施工过程, 各土层物理力学计算参数的具体取值见表 1。

表 1 中, 压缩模量 E_s 是通过实验得到, 剪切模量 G 及体积模量 K 是通过杨氏模量和泊松比计算得到, 渗透系数按照公式 (3) 放大并进行调整, 再利用公式 $k = k_r / (g\rho_f)$ 转化为 FLAC 里面的渗透率。

表 1 路堤断面地基土的计算参数

Table 1 Parameters of foundation soil of embankment cross-section

土层	土层厚度 /m	泊松比 ν	密度 / ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	孔隙率	杨氏模量 E_0/MPa	渗透系数 / ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)		$\phi/^\circ$	C/kPa
						k_{hq}	k_{vq}		
黏土	2	0.32	19.2	0.471	2.94	4.0×10^{-10}	5.2×10^{-10}	6.3	53
淤泥质粉质黏土	18	0.35	17.8	0.552	2.15	14.4×10^{-10}	6.8×10^{-10}	18.7	10.7
粉砂	20	0.30	19.0	0.474	6.00	8.0×10^{-6}	8.0×10^{-6}	32	0
砂垫层	0.8	0.15	23.0	0.400	20.00	5.0×10^{-4}	5.0×10^{-4}	-	-
路基填料	4.7	0.20	20.0	-	10.00	-	-	-	-

3 计算结果的对比分析

3.1 沉降分析

该路堤横断面沉降值是随着工程施工从下往上不断埋设沉降环并进行观测的, 即各点总沉降量是由各沉降环观测值按时间搭接关系累加起来。FLAC 模拟计算时, 在施加每一步荷载前均把填筑体位移初始化为 0, 因此, 把各步荷载的模拟计算沉降值按时间累

加起来即相当于监测中的总沉降值。取 2.0 m 深度的沉降实测值和计算结果进行比较, 其模拟结果和实测值见图 3 所示。

从图 3 中可以看出, 监测点的模拟总沉降与监测总沉降随时间的发展趋势十分相似, 均表现出快速加载产生快速沉降的特性, 即填筑后曲线即刻变陡, 停止加载, 曲线随之变缓, 具有明显拐点。

线路中点不同深度沉降计算结果见图 4。

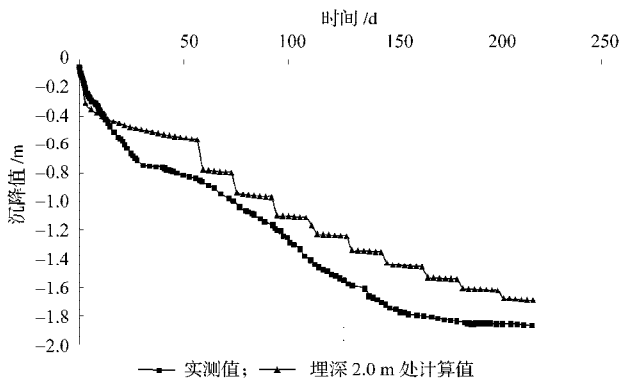


图3 路堤横断面 2.0 m 深度处沉降计算值和实测值的比较

Fig. 3 The comparison of settlement between calculated value and metrical value in depth of 2.0 m of embankment cross-section

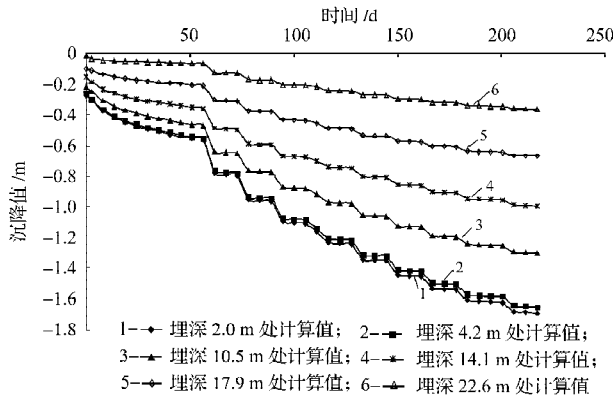


图4 路堤中心不同深度随时间变化沉降计算结果

Fig. 4 The calculated result of settlement at different depth of center of embankment by time

从图4可以知道,随着深度的增加,沉降值递减,沉降速率递减。加固区土体主要压缩层在深度22 m范围内,这与实测分层沉降值(见图5)相符合。

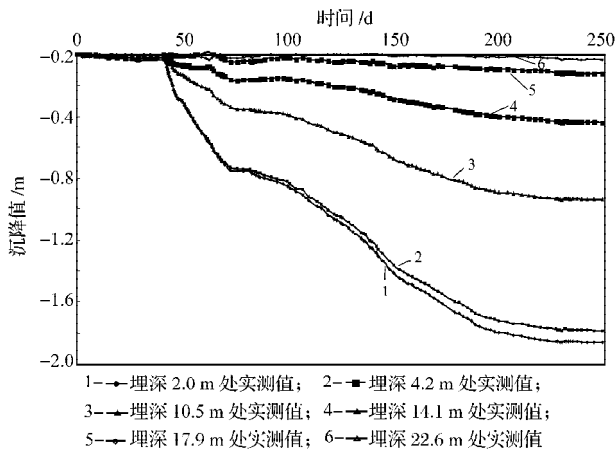


图5 路堤中心不同深度随时间变化沉降实测结果

Fig. 5 The actual result of settlement at different depth of center of embankment by time

在路基的正下方,其差异沉降较小,沉降大部分发生在该部位,且沉降沿着路堤外边缘迅速减小。沉降最大值发生在地基的表面,沉降量达1.693 m,这与实际观测值1.768 m很接近,误差仅为4.2%。在真空-堆载联合加载230 d以后,计算和观测的固结沉降趋于稳定,这体现了真空-堆载联合预压处理软基的效果,说明真空-堆载联合预压可以满足高速铁路工后沉降的要求。

3.2 水平位移分析

图6为路基断面右侧坡脚地面以下不同时刻侧向位移沿深度方向的变化对比曲线。

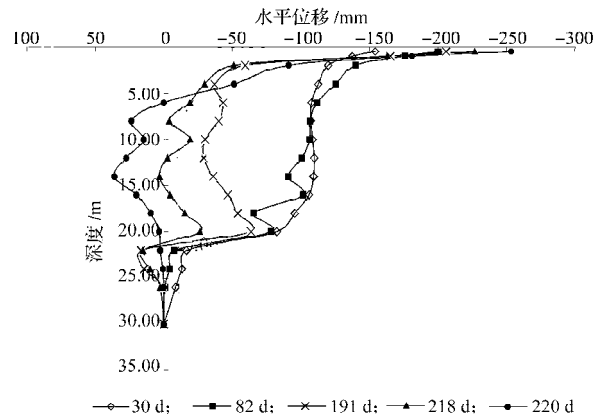


图6 路基断面右侧坡脚下侧向位移沿深度随时间变化结果

Fig. 6 Lateral displacement of right foot at different depth by time

从图6可以看出,最终计算结果都定性的与实测变形趋势一致,水平位移的计算值比实测值要小,导致这一结果的原因可能是计算参数的取值问题。真空预压使地基土产生向路基内侧的收缩变形,最大水平位移位于靠地表处,侧向位移主要集中在地面以下24 m深度以内,侧向位移以向内收缩位移为主,随着填土荷载的增加,在一定深度处侧向挤出位移逐渐出现,计算曲线有向外鼓出现象,这与实测趋势相同。此外,由图中可知加固区在抽真空后是整体的收缩变形,这种收缩量的大小与真空度沿深度的变化趋势基本吻合。因此,在真空度一定的条件下,要提高加固效果,减少真空度传递过程中的损耗是关键。

3.3 孔隙水压分析

孔隙水压力是反映土体固结情况的主要数据,选取地下2 m、16 m处观测值和计算孔压值进行对比(见图7)。从FLAC计算结果定性来看,路基浅层孔压由于受真空作用明显降至负压,并且随时间孔隙水压力逐渐消散降低;但对于地基深层处土体来说,由于真空度衰减,真空作用影响小,孔压表现为正值,随着填土荷载的施加,孔压有一个上升过程,这都与实测趋势相同。

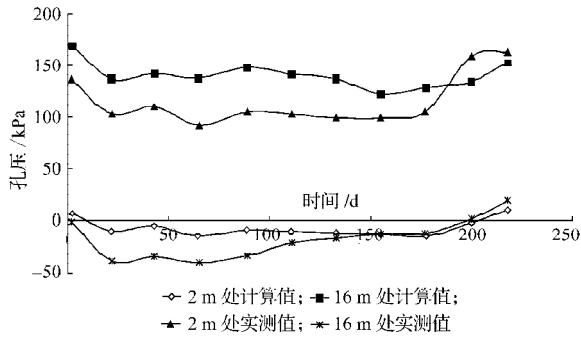


图7 断面不同位置孔压计算值与实测值曲线对比图

Fig. 7 The comparison between calculated value and metrical value of pore-pressure at different positions

从图7中可看出,孔压计算结果在加固区内与实测结果的趋势基本吻合,但与实测值相差较大,这主要是由于土工参数的选取、模型简化、孔隙水压力现场实测误差等多种因素造成的,有待进一步研究,所以参数的选取在固结分析过程中需要重视。

4 结论

通过利用FLAC^{2D}数值模拟对京沪高速铁路试验段路堤某断面真空-堆载联合预压的加固分析,得出如下结果:

1) 通过FLAC模拟计算表明,大部分沉降发生在路基的正下方,加固区土体主要压缩层在深度22m范围内,在软土层较厚且在工期较紧的情况下,采用真空-堆载联合预压加固的方法具有较明显的优势,可优先考虑选用;真空预压使地基土产生向路基内侧的收缩变形,最大水平位移位于靠地表处,说明该部位在软基处理过程中比较容易受到破坏,建议对该部位进行特殊处理(如铺设加筋垫层等)。

2) 本文以比奥固结理论为依据,在计算中采用了摩尔-库伦塑性模型,根据高速铁路的变形加载特点,建立了平面计算模型,将塑料排水板(砂井)地基等效成砂墙地基进行简化,数值模拟结果与监测结果吻合较好,验证了FLAC模拟计算真空-堆载联合预压处理软土地基固结过程的合理性。

3) 真空预压能加快地基固结,在有限的工期内提高地基土的强度,满足高速铁路工后沉降的要求,真空-堆载联合预压法能达到地基处理加固的目的,并取得较好的效果。

参考文献:

- [1] 钱家欢,殷宗泽.土工数值分析[M].北京:中国铁道出版社,1991.
Qian Jiahuan, Yin Zongze. Numerical Analysis of Geotechnics [M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1991.
- [2] 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,2000.
Qian Jiahuan, Yin Zongze. Principle and Calculation of Geotechnics[M]. Beijing: China Water Power Press, 2000.
- [3] 赵维炳,陈永辉,龚友平.平面应变有限元分析中砂井的处理方法[J].水利学报,1998(6):53-57.
Zhao Weibing, Chen Yonghui, Gong Youping. A Methodology for Modeling Sand-Drain Ground in Plain Strain Analysis[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998(6): 53-57.
- [4] 陈立宏,陈祖煜,李广信.砂井地基有限元计算的等效平面应变算法[J].土木工程学报,2004,37(6):82-86.
Chen Lihong, Chen Zuyun, Li Guangxin. Algorithm of Equivalent Plane Strain for Analyzing Sand-Drain Foundation by Finite Element Method[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(6): 82-86.
- [5] Anon. FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) User Manuals, Version 5.0[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc., 2005.
- [6] 柴玉卿.真空堆载联合预压法的固结与渗流研究[D].南京:河海大学,2001.
Chai Yuqing. Vacuum-Heaped Load Combining Recompression Study in Consolidation and Seepage[D]. Nanjing: Hohai University, 2001.

(责任编辑:张亦静)