

文章编号: 1000-5013(2013)02-0201-04

# 考虑诱发各向异性的花岗岩残积土 硬化土模型参数研究

郭力群, 黄耀星, 程玉果

(华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021)

**摘要:** 通过花岗岩残积土在原位有效自重应力下的固结(简称  $K_0$  固结)排水三轴剪切试验和三向等压固结排水三轴剪切试验, 分析诱发各向异性状态对花岗岩残积土硬化土模型(HS模型)参数的影响, 并探讨  $K_0$  固结排水三轴剪切试验所得 HS 模型参数在花岗岩残积土基坑工程数值分析中的适用性. 研究表明: 诱发各向异性对花岗岩残积土 HS 模型参数产生影响, 诱发各向异性状态下的花岗岩残积土 HS 模型参数应用于实际基坑工程的数值分析可获得更加准确的预测结果.

**关键词:** 诱发各向异性; 硬化土模型;  $K_0$  固结; 花岗岩残积土; 基坑

**中图分类号:** TD 853.34

**文献标志码:** A

硬化土模型(简称 HS 模型)使用的是弹塑性理论, 能够考虑土体的剪胀性, 同时引入一个屈服帽盖, 成为双屈服面模型<sup>[1-2]</sup>. 另一方面, HS 模型在卸载/再加载应力路径中采用了不同于主加载刚度模量的卸载/再加载刚度模量, 故应力历史对土体塑性变形的影响能够得到体现. 通过与其他土体本构模型比较, 可以发现 HS 模型所能够反映的土体工程特性较为全面<sup>[3-5]</sup>, 因此在基坑工程的数值模拟分析中, 可以采用 HS 模型分析土体变形的多种特性. HS 模型的基本思想是, 在标准排水三轴试验条件下, 土体轴向应变和偏应力之间可以用双曲线近似表示, 因此其理论基础是建立在三向等压固结排水三轴试验基础上的<sup>[6-7]</sup>. 但研究表明: 天然土层通常是在无侧向变形的条件下固结而成的, 土体中的竖向应力一般不等于水平向应力, 即静止侧压力系数  $k_0$  不等于 1, 这称为土体的诱发各向异性<sup>[8-9]</sup>. 传统三轴实验在土样固结阶段采用三向等压进行固结, 这与天然土层的实际固结状态显然是不相符合的. 因此, HS 模型同多数常用土体本构模型一样, 也无法反应土体的诱发各向异性特性. 本文通过对福建花岗岩残积土试样进行  $K_0$  固结排水三轴剪切试验和三向等压固结排水三轴剪切试验.

## 1 材料与方法

1) 试验用土为福建省普遍分布的花岗岩残积土, 坚硬状态, 取土深度为 5.4~11.0 m. 通过室内土工试验测得该土的基本物理指标为: 天然含水量为 17.20%~19.38%; 天然重度为 20.44~20.67 kN·m<sup>-3</sup>; 天然孔隙比为 0.60~0.69; 饱和度  $S_r$  为 85%~89%; 塑限  $W_p$  为 22.6; 液限  $W_L$  为 37.8; 塑性指数  $I_p$  为 15.2; 液性指数  $I_L$  为 -0.34. 根据颗粒分析实验, 该土样为花岗岩残积砂质粘性土. 考虑到花岗岩残积土具有明显的固有各向异性特性, 试验采用大尺寸试样以区别于常规的小尺寸试样, 即圆柱形试样  $D=101$  mm,  $H=200$  mm.

2) 为了对比, 分别安排  $K_0$  固结排水三轴剪切试验和三向等压固结排水三轴剪切试验, 每种试验各安排两组试样. 试样制备完成后采用毛细饱和法进行饱和, 装样后视具体情况结合反压饱和使其达到饱和状态<sup>[10]</sup>. 两种试验中固结过程试样都仅发生单向排水. 其中:  $K_0$  固结阶段固结完成标准为试样轴向

**收稿日期:** 2012-06-26

**通信作者:** 郭力群(1970-), 男, 副教授, 主要从事岩土工程的研究. E-mail: guoliquan@hqu.edu.cn.

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目(51178196); 国务院侨办科研基金资助项目(09QZR03)

变形稳定,即轴向变形速率小于 $0.01\text{ mm}\cdot\text{h}^{-1}$ ;而剪切阶段采用围压水平 $\delta_3$ 为100,200,300 kPa.配合三轴试验,同时进行侧限固结试验以获得花岗岩残积土的参考切线压缩模量.

## 2 试验结果分析

### 2.1 $K_0$ 固结排水三轴试验应力应变关系的双曲线拟合

$K_0$  固结排水剪切试验结果,如图 1 所示.由图 1 可知:轴向应变 $\epsilon_a$ 与轴向应变和偏应力差的比值 $\epsilon_a/(\sigma_1-\sigma_3)$ 之间可认为近似呈线性关系,因此花岗岩残积土  $K_0$  固结排水三轴试验应力应变关系近似符合 HS 模型的双曲线理论.但由于  $K_0$  固结使得土体具有初始应力各向异性,因此当不改变 HS 模型的理论基础(基于三向等压固结试验)时,采用  $K_0$  固结排水三轴试验所得的 HS 模型参数只能近似描述土体的双曲线应力-应变曲线,如图 2 所示.

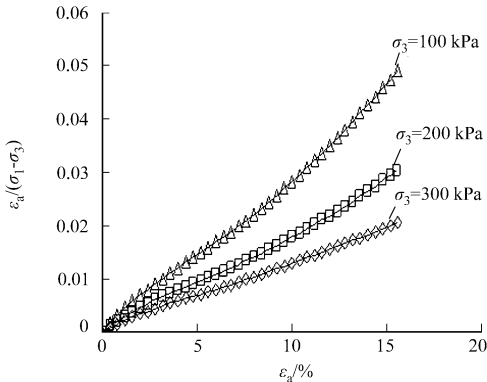


图 1  $K_0$  固结排水三轴剪切试验  
Fig.1 Curves of drained triaxial test with  $K_0$  consolidation

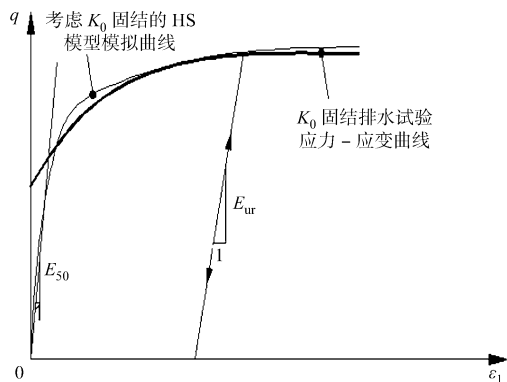


图 2  $K_0$  固结排水三轴试验的 HS 模型模拟曲线  
Fig.2 Simulation curve of drained triaxial test with  $K_0$  consolidation by HS model

### 2.2 花岗岩残积土 HS 模型参数

根据  $K_0$  固结排水三轴剪切试验和三向等压固结排水三轴剪切试验结果,同时结合 HS 模型理论的各项公式<sup>[1]</sup>,可整理出两种不同试验条件下的花岗岩残积土 HS 模型参数,如表 1 所示.表 1 中: $E_{50}^{\text{ref}}$ ,  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  分别为对应于参考围压  $\sigma^{\text{ref}}$  的参考主加载割线模量和卸载/再加载参考模量; $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$  为参考切线压缩模量; $m$  为应力相关水平幂指数; $R_f$  为剪应力破坏比; $\nu_{\text{ur}}$  为卸载/再加载泊松比; $c$  为粘聚力; $\varphi$  为内摩擦角; $\gamma$  为重度; $\Psi$  为剪胀角; $k_0$  为静止侧压力系数.

表 1 残积砂质粘性土的 HS 模型计算参数

Tab.1 Calculation parameters of HS model of granite residual soil

计算参数	三向等压固结	$K_0$ 固结	计算参数	三向等压固结	$K_0$ 固结	计算参数	三向等压固结	$K_0$ 固结
$E_{50}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	8.534 5	73.650 6	$R_f$	0.9	0.9	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	20.5	20.5
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	61.819 2	63.540 4	$\nu_{\text{ur}}$	0.2	0.2	$\Psi/(\text{^\circ})$	0	0
$E_{\text{od}}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	2.651 2	2.651 2	$c/\text{kPa}$	49	40	$k_0$	0.4	0.4
$m$	0.75	0.62	$\varphi/(\text{^\circ})$	28	31			

由于摩尔-库伦模型(MC 模型)广泛应用于基坑工程中,故将其计算参数列出以供数值模拟对比.即弹性模量  $E$  为  $16.569\text{ 4 MPa}$ ;  $\nu$  为  $0.29$ ;  $c$  为  $49\text{ kPa}$ ;  $\varphi$  为  $28^\circ$ ;  $\gamma$  为  $20.5\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ;  $\Psi$  为  $0$ ;  $k_0$  为  $0.4$ .

由表 1 可知:不同的固结条件对花岗岩残积土 HS 模型的参数数值有很大的影响.需要说明的是,参考切线压缩模量  $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$  都由侧限固结试验所得,因此两种试验条件下所采用的数值相等.研究表明:土体的卸载/再加载泊松比  $\nu_{\text{ur}}$  比主加载泊松比  $\nu$  小很多,其变化范围在  $0.10\sim0.25$ ,建议取值为  $0.20$ <sup>[11]</sup>.

## 3 模型参数的适用性

### 3.1 数值分析模型的建立

通过上述  $K_0$  固结三轴剪切试验,获得花岗岩残积土在诱发各向异性状态下的 HS 模型参数,结合

实际基坑工程分析所得参数的适用性,与采用其他参数方案的计算结果进行对比. 土层参数分别采用诱发各向异性试验 HS 模型参数、三向等压试验 HS 模型参数(表 1)和 M-C 模型参数.

所采用工程为晋江某城市广场,基坑开挖面积约  $12\times 10^4\text{ m}^2$ ,开挖深度 2.7~18.3 m. 场地东边侧沿基坑边有若干三层石结构或钢筋混凝土框架结构居民住宅,该段基坑采用桩锚支护形式. 根据工程的实际土层情况和施工工况,建立此段基坑的二维分析模型,如图 3 所示.

根据基坑实际开挖工序,将数值模拟过程分为 6 步:1) 浇注支护桩;2) 开挖至标高 8.5 m 处,挖除土层厚度为 3 m;3) 于标高 9.0 m 处施工第一道预应力锚索;4) 开挖至标高 5.5 m 处,挖除土层厚度为 3 m;5) 于标高 6.0 m 处施工第二道预应力锚索;6) 开挖至标高 3.6 m 处,挖除土层厚度为 1.9 m.

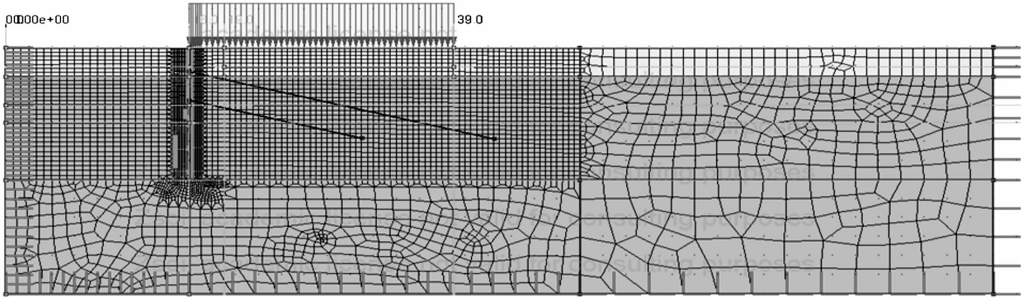


图 3 晋江某城市广场基坑平面有限元模型

Fig. 3 Finite element model of a foundation pit in Jinjiang

3.2 数值计算结果分析

采用不同试验条件下的模型参数对基坑开挖过程支护体后土体变形进行数值分析,并与实际监测数据进行对比. 数值分析所得的土体深层侧向位移与实测土体深层侧向位移的对比图,如图 4 所示. 图 4 中:横坐标( $s$ )负值表示土体侧移方向为朝向基坑内部; $h$  为深度.

由图 4 可知:采用不同试验条件下的模型参数,所得土体深层侧向位移在数值上存在明显差异,其中采用诱发各向异性试验 HS 模型参数的分析结果与实测数据最为接近. 采用三向等压试验 HS 模型参数在土体深部的分析结果,与采用诱发各向异性试验 HS 模型参数的分析结果接近;但随着深度的减小,二者数值的差距逐渐增大. 采用三向等压试验 HS 模型参数的土体侧向位移大于采用诱发各向异性试验 HS 模型参数的土体侧向位移. 采用 M-C 模型的计算结果在数值大小和位移趋势上都与其他情况的计算值和实测值存在较大差异,说明相对于 HS 模型参数方案,M-C 模型在基坑开挖中的分析精度较差.

采用不同模型参数方案所得的基坑地表沉降计算值和实测值的对比图,如图 5 所示. 图 5 中, $d$  为距离, $s_c$  为沉降量. 由图 5 可知:采用诱发各向异性试验 HS 模型参数方案,所得地表沉降曲线在与实测

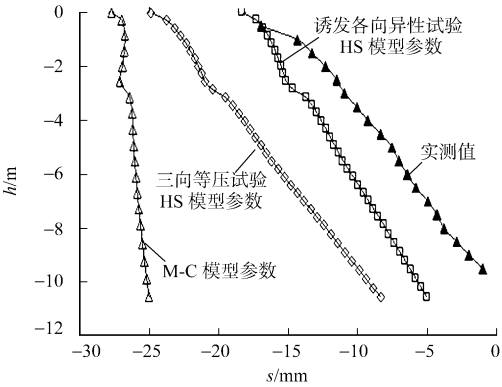


图 4 土体深层侧向位移计算值与实测值对比图

Fig. 4 Comparison between the calculation and measured values of lateral deformation of deep soil

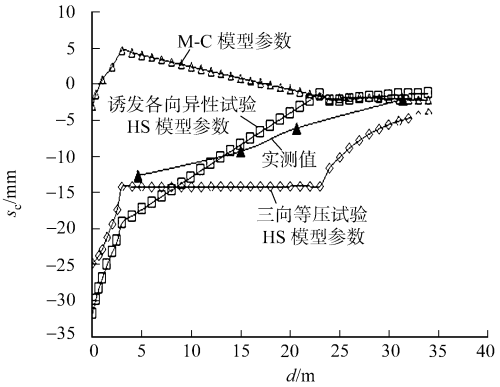


图 5 基坑周边地表沉降计算值与实测值对比图

Fig. 5 Comparison between the calculation and measured values of ground settlement around foundation pit

曲线最为接近. 同时可以发现采用 M-C 模型时,在离基坑边缘较近的范围内,地表呈隆起状态,说明基坑开挖卸载所导致的土体隆起值已经显著大于土坡向基坑内部滑动所导致的地表沉降值. 这一预测结

果的产生反映了 M-C 模型的不足,即卸载/再加载模量与主加载模量相等,数值上偏小,导致过大的坑底土体卸载回弹.

对以土体卸载为主要特征的基坑工程,M-C 模型的这一缺陷将导致较大误差,而三向等压试验 HS 模型参数方案和诱发各向异性试验 HS 模型参数方案通过独立的卸载/再加载模量可实现精确分析.

4 结 论

通过上述试验与数值分析,可以得到如下 4 点结论.

1) 诱发各向异性状态下的花岗岩残积土应力-应变曲线可以近似采用双曲线进行拟合,仍能符合 HS 模型的双曲线理论.

2) 不同的固结条件对花岗岩残积土的 HS 模型参数具有明显的影响,因此为了更好地反映土体实际性状,在土体 HS 本构模型参数中,宜考虑诱发各向异性对土体变形性质的影响.

3) 基坑开挖以土体卸载为主要特征,因此卸载/再加载模量是一个重要的变形参数,HS 模型参数方案通过独立的卸载/再加载模量可实现更为精确的分析.

4) 诱发各向异性试验 HS 模型参数应用于花岗岩残积土基坑工程,可得到更为准确的预测结果.

参考文献:

[1] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. Beyond 2000 in computational geotechnics, chapter formulation and verification of the hardening-soil model[M]. Balkema, Potterdam, 1991: 281-290.

[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, 1996: 66-67.

[3] 周恩平. 考虑小应变的硬化土本构模型在基坑变形分析中的应用[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010: 34-38.

[4] 尹骥, 徐枫. 某在建住宅楼倾倒的三维数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2010, 6(1): 208-212.

[5] 尹骥. 某高层长短桩地基-基础-上部结构共同作用分析[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(增刊 2): 1568-1579.

[6] 朱思哲, 刘虔, 包承纲, 等. 三轴试验原理与应用技术[M]. 北京: 中国电力出版社, 2003: 57-65.

[7] 李孝平, 王世梅, 李晓云, 等. GDS 三轴仪的非饱和土试验操作方法[J]. 三峡大学学报: 自然科学版, 2008, 30(5): 37-40.

[8] 栾茂田, 张振东, 许成顺, 等.  $K_0$  固结条件下砂土的循环剪切特性试验研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(9): 2323-2328.

[9] 王衍森, 崔广心, 杨维好. 深部土的高压  $K_0$  固结试验研究展望[J]. 岩石力学, 2003, 24(增刊 1): 687-690.

[10] 中华人民共和国行业标准编写组. SL 237—1999 土工试验规程[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999: 78-83.

[11] 戴继, 高广运, 王铁宏. 花岗岩残积土的地区差异及对其工程特性的研究[J]. 港工技术, 2009, 46(1): 56-59.

Parameter Study on Hardening Soil Model of  
Granite Residual Soil under Induced Anisotropy

GUO Li-qun, HUANG Yao-xing, CHENG Yu-guo

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

**Abstract:** The triaxial tests under both  $K_0$  consolidation and isotropic consolidation were conducted to analyze the influences of induced anisotropy on the parameters of HS model for granite residual soil, and applicability of this set of parameters for foundation pit engineering of granite residual soil was discussed too. The results show that induced anisotropy influences the parameters of HS model for granite residual soil; when using this set of model parameters in the foundation pit engineering of granite residual soil, more accurate prediction results can be obtained.

**Keywords:** induced anisotropy; hardening-soil model;  $K_0$  consolidation; granite residual soil; foundation pit

(责任编辑: 黄晓楠      英文审校: 方德平)