

粉砂侧向变形特性的真三轴试验研究

徐志伟 殷宗泽

(河海大学土木工程学院岩土所 南京 210024)

摘要 保持小主应力、中主应力不变,在大主应力方向加荷是实际工程中可能存在的一种应力路径。就该应力路径分别对粉砂、细砂和中砂进行了几组真三轴试验。针对粉砂的真三轴试验结果,对其应力-应变关系及反映侧向变形变化规律的泊松比进行了特定条件下的研究。结果表明,在特定的应力路径下排水剪切,小主应力方向膨胀,泊松比可以大于0.5甚至大于1,中主应力方向首先压缩,之后膨胀,泊松比可以小于0,这是现代土力学和有限元分析中不曾考虑的现象和结果。

关键词 真三轴试验, 应力路径, 应力-应变关系, 本构关系

分类号 TU 411 **文献标识码** A **文章编号** 1000-6915(2000)05-0626-04

1 前言

岩土工程中,对土体强度和变形的定量、定性分析都离不开土体应力-应变关系的研究。广义胡克定理中的泊松比 μ 是反映侧向变形的重要参数,其实际意义是切线泊松比。在多数有限元计算中,不考虑泊松比小于0和大于0.5的情况,当泊松比大于0.5时,通常,取泊松比等于0.49。实际工程中的应力状态往往要比轴对称复杂得多,如土体开挖和蓄水、枯水期中坝体中的应力状态及应力状态的变化,较难满足 $\sigma_2 = \sigma_3$ 这一条件。即使 σ_3 比较接近 σ_2 的情况,其应力-应变关系和侧向变形结果是否也会比较相似呢?针对这一问题,首先对多组砂土做了特定应力路径下的真三轴试验。

2 试验仪器简介

本文使用的真三轴仪是由河海大学土木工程学院岩土所、南京某自动化研究所和溧阳某土工仪器厂联合研制的。试样尺寸为7 cm × 7 cm × 3.5 cm,如图1所示。微机自动采集位移和应力等数据,微机控制应力路径、等应力控制和等应变控制试验。加荷方式为均布荷载:小主应力 σ_3 利用气压加载,中主应力 σ_2 和大主应力 σ_1 分别在气压的基础上用液压加载。

3 试样制备及试验方法

本次真三轴试验主要为了研究和揭示砂土排水固结后,排水剪切过程的应力-应变规律及相应于侧向变形的泊松比的变化规律。由于砂土排水固结比较快,试验时间短,因此首先选用了粉砂来研究。为了使试样尽可能做到初始各向同性,称量砂土的质量后,自然填满特制的橡胶膜并饱和。将 σ_3 增加到100 kPa等向固结后, σ_1, σ_2 增加到130 kPa,固定 σ_2 ,只增加 σ_1 剪切。这是一种较特殊的应力路径, σ_2 值较接近 σ_3 的值,如图2所示。A(100, 100, 100)点在主应力空间中对应的应力状态为排水固结, $\sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_1 = 100$ kPa, B(100, 130, 130)点的应力状态为:保持 $\sigma_3 = 100$ kPa不变,增加 σ_2, σ_1 到130 kPa,然后保持 $\sigma_2 = 130$ kPa不变,增加 σ_1 排水剪切至C,以下试验与分析结果都是针对图2应力路径中的BC段。

4 试验结果与分析

图3是粉砂排水剪切的试验结果。其中, $q = \sigma_1 - \sigma_3$ 是最大主应力与最小主应力间的偏应力, $\Delta\epsilon_3, \Delta\epsilon_1$ 分别是小主应力、大主应力方向的应变增量。 σ_1 方向始终压缩, σ_3 方向始终膨胀。对于相同的 q 值, σ_3 方向的膨胀量可以大于 σ_1 方向的压缩量。施加的

1999年6月16日收到初稿,1999年8月5日收到修改稿。

作者徐志伟简介:男,35岁,1987年毕业于中国矿业大学测物系物探专业,现为博士研究生,主要从事土体侧向变形及本构关系方面的研究工作。

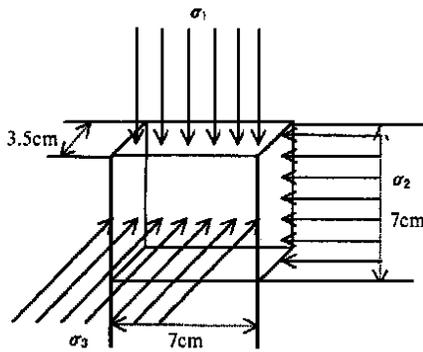


图 1 试样尺寸示意图 (cm)

Fig 1 Specimen size (cm)

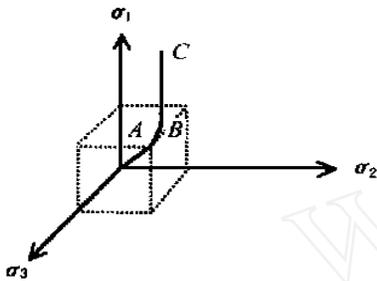


图 2 应力路径示意图

Fig 2 Diagram of stress path

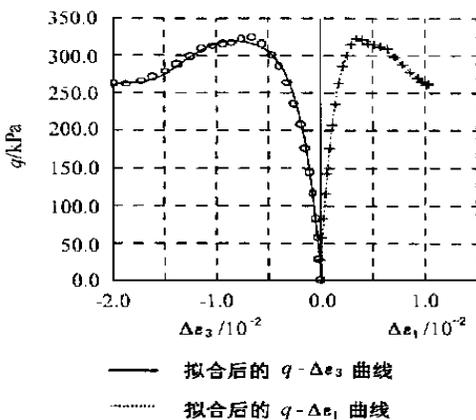


图 3 $q-\Delta\epsilon_3, \Delta\epsilon_1$ 曲线

Fig 3 Curves of $q-\Delta\epsilon_3$ and $q-\Delta\epsilon_1$

偏应力 q 达到峰值后, 逐渐变小, 而 σ_3, σ_1 方向的变形却在继续, 这时可以认定粉砂试样已经受剪破坏。如果在应变空间判别何时破坏, 则对应于 q 峰值的应变增量 $\Delta\epsilon_3, \Delta\epsilon_1$ 分别近似为 -8% 和 3% , 这说明在应变空间可以分别利用膨胀和压缩变形判别破坏。图 4 是 $\Delta\epsilon_2$ 随 q 的变化规律, σ_2 方向首先是压缩, 然后是膨胀。

以上结果表明, 三维主应力空间中的固结方式、加荷方式及初始应力状态直接对粉砂试样造成比较大的各向异性, 并影响其侧向变形。常规三轴试验是轴对称条件, 反映侧向变形的泊松比 μ 是切线泊松比, 即

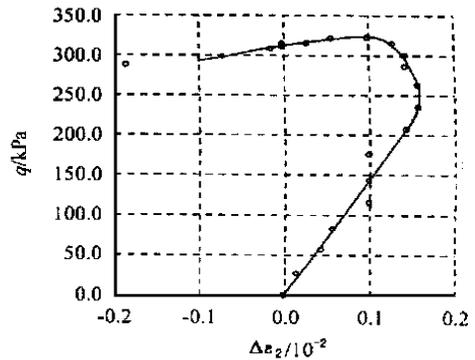


图 4 $q-\Delta\epsilon_2$ 曲线

Fig 4 Curves of $q-\Delta\epsilon_2$

$$\mu = -d\epsilon_2/d\epsilon_1$$

式中: ϵ_1, ϵ_2 分别是轴向压缩和侧向膨胀变形。弹性理论中, μ 的变化范围为 $0 \sim 0.5$, σ_2 和 σ_3 方向侧向变形大小是一样的, 常规三轴试验不研究中主应力的影响, 真三轴试验却能比较真实地反映三维主应力空间的侧向变形, 如果仍然沿用切线泊松比的定义, 在本文的应力路径试验条件下, 则存在两个切线泊松比, 即

$$\mu_{31} = -d\epsilon_3/d\epsilon_1 \quad \mu_{21} = -d\epsilon_2/d\epsilon_1$$

μ_{31}, μ_{21} 的变化规律直接反映了砂土在 σ_1 方向受荷后, σ_2 方向和 σ_3 方向的侧向变形以及加荷历史和不同初始应力状态所造成的各向异性特点。

图 5 是 $\Delta\epsilon_3-\Delta\epsilon_1$ 关系曲线及泊松比 μ_{31} 的变化曲线。为求取切线泊松比 μ_{31} , $\Delta\epsilon_3-\Delta\epsilon_1$ 关系曲线选用了多项式拟合, μ_{31} 是直接对 $\Delta\epsilon_3-\Delta\epsilon_1$ 关系拟合后的拟合函数求取一次导数的结果。 μ_{31} 在图 2 中的 B 点以后都始终大于 1, 也就是说, 在 σ_3 方向的膨胀量大于 σ_1 方向的压缩量, $\Delta\epsilon_1$ 小于 9% , 或者 $\Delta\epsilon_3$ 小于 15% 前, μ_{31} 的大小变化比较平缓。而在 $\Delta\epsilon_1$ 大于 9% , 或者 $\Delta\epsilon_3$ 大于 15% 后, μ_{31} 则急剧变大, 这意味着在应变空间中的一种彻底破坏。

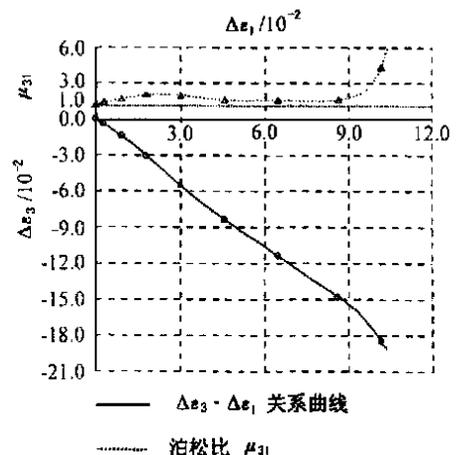


图 5 $\Delta\epsilon_3-\Delta\epsilon_1$ 关系曲线及泊松比 μ_{31} 变化曲线

Fig 5 Curves of $\Delta\epsilon_3-\Delta\epsilon_1$ and $\Delta\epsilon_3-\mu_{31}$

图 6 是 $\Delta\epsilon_2-\Delta\epsilon_1$ 关系曲线及泊松比 μ_{21} 的变化曲线。为求取切线泊松比 μ_{21} , $\Delta\epsilon_2-\Delta\epsilon_1$ 关系曲线选用了多项式拟合, μ_{21} 是直接对 $\Delta\epsilon_2-\Delta\epsilon_1$ 关系拟合后的拟合函数求取一次导数的结果。 μ_{21} 变化比 μ_{31} 的变化略显复杂, 开始时, 受剪压缩, μ_{21} 小于 0, 压缩到最大值后, 开始膨胀, 这时 μ_{21} 等于 0, 这一零点, 是压缩与膨胀变形的转换点, 在没有膨胀到起始尺寸前, 由于仍然是压缩变形, μ_{21} 仍然大于 0, 当膨胀到起始尺寸时, $\Delta\epsilon_2$ 等于 0, 这意味着, 在受荷过程中, σ_2 方向存在变形为 0 的状态, 这时, σ_1 方向已经接近破坏, $\Delta\epsilon_1$ 由此开始进入软化状态。继续受剪, σ_2 方向则继续膨胀, μ_{21} 大于 0。当 $\Delta\epsilon_1$ 大于 9% 时, 实际上试样已经在应变空间达到彻底破坏了, 这时由于 σ_3 方向的迅速膨胀反而使 σ_2 方向转变为压缩, μ_{21} 小于 0, 而且迅速变小。

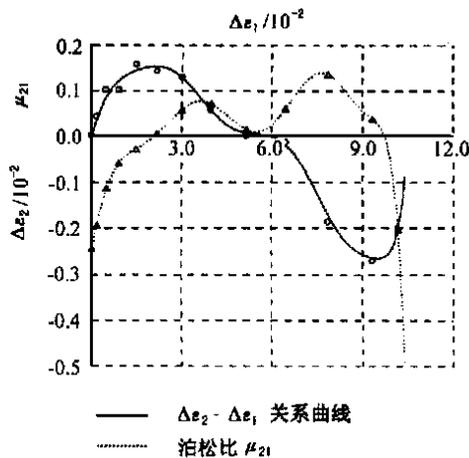


图 6 $\Delta\epsilon_2-\Delta\epsilon_1$ 关系曲线及泊松比 μ_{21} 变化曲线

Fig 6 Curves of $\Delta\epsilon_2-\Delta\epsilon_1$ and $\Delta\epsilon_2-\mu_{21}$

5 机理分析与结论

室内真三轴试验是对土体三维受荷比较真实的再现, 而常规三轴试验只能研究轴对称的应力状态, 在反映土体强度和变形的应力-应变关系上也就存在不少差异, 尤其是侧向变形的特性。

对于本次真三轴试验所研究的粉砂, 影响侧向变形的因素主要是:

5.1 试样初始各向异性

尽管粉砂试样是在试样橡胶模充水条件下, 自然填满橡胶模的。但为了使试样能够稳定地站立在压力室内, 不得不首先使试样从底部排水, 从而使粉砂试样“紧密”或“致密”, 因而使“松砂”呈现“紧砂”的特点。

5.2 加载历史或应力路径产生的各向异性

施加 σ_3 , 并使之稳定于 100 kPa 排水固结, 这一过程并没有扩大试样各向异性的倾向, 但当 σ_1 和 σ_2

同时增至 130 kPa 时, 就造成 σ_1 , σ_2 方向的进一步压缩和 σ_3 方向的膨胀, 从而加剧了 σ_1 , σ_2 与 σ_3 方向变形倾向的差异, 也就进一步造成 σ_1 , σ_2 与 σ_3 方向变形的各向异性, 由此造成 σ_1 , σ_2 方向粉砂更加“紧密”, σ_3 方向更具“膨胀”的趋势。因此, 当把 $\sigma_3 = 100$ kPa, $\sigma_2 = \sigma_1 = 130$ kPa 应力状态当作相对的初始应力状态, 增加 σ_1 受剪时, 实际上已经是各向异性条件下的排水剪切过程。在图 2 中的 B 点, 当开始增加 σ_1 时, 由于 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, 砂粒受力不平衡, 因 σ_3 最小, σ_3 方向只能膨胀, 而 σ_1 方向和 σ_2 方向必然压缩。继续增加 σ_1 时, 由于 σ_1 越来越远大于 σ_2 , σ_3 , σ_2 方向也无法抵抗 σ_1 方向的挤压, 最终导致砂粒开始反方向的挤压、滚动, 宏观上表现为砂粒沿 σ_2 , σ_3 方向都开始膨胀。因此, 增加 σ_1 试样受剪过程中, 试样内部砂粒的移动, 实际上是三个主应力方向的“合运动”, 是大、中、小主应力耦合作用的结果。

由以上分析, 可以得出以下结论:

(1) 在以上应力路径下, 中主应力增量 $\Delta\sigma_2$ 即使等于 0, σ_2 方向仍然可以产生压缩和膨胀变形, 反映在切线泊松比上, 有小于零的情况。

(2) 最小主应力方向始终是膨胀的, 由于中主应力的影响, 反映在切线泊松比上, 有大于 0.5, 甚至大于 1 的情况。

(3) 泊松比大于 0.5 甚至大于 1, 则表明柔度矩阵的主元不占优, 即加荷方向的压缩变形小于侧向变形。

(4) 即使在类似常规三轴试验的条件下, 即 $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$, 真三轴试验中反映变形和强度特性的应力-应变关系也较常规三轴试验有所不同。

(5) 对于粉砂这种弹塑性材料, 弹性模量和泊松比不再具有物性参数的意义, 而是一种随应力状态及加荷方式变化的状态参量。

(6) 对于粉砂这种弹塑性材料, 在进行有限元计算时, 在某些应力路径下, 仅仅调整泊松比接近 0.5, 有可能出现较大的误差, 甚至导致严重错误。

6 展望

不论是邓肯模型, 还是目前一些比较流行的模型, 大多并不考虑初始应力状态、加荷方式以及中主应力对土体侧向变形的影响, 这与工程实际有较大的差异。而真三轴试验也由于试验仪器、试验方法等多方面的条件限制, 要反映所有的工程实际也存在一定的困难, 因此真三轴试验的深度和广度也有待进一步的深入研究。

反映侧向变形的泊松比的计算, 依赖于对试验数据的拟合, 尽管拟合所采用的函数表达式不是唯

一的, 但拟合后的函数几何形态及其一阶导数的值应是一致的, 拟合结果可依据均方差之和、置信度等来优化选择。如何寻求和采用最佳的数值拟合方法, 也是研究侧向变形的关键问题之一。本文选用了多项式拟合的方法, 对其他的拟合方法未做深入探讨。

在明晰侧向变形规律的基础上, 寻求新的理论计算模型或修正目前模型, 在实际工程中的理论研究和实际应用中具有广阔前景。

参 考 文 献

1 Dena E T R. Specific length and some constitutive models[J].

Geotechnique, 1998, 48(1): 1~ 32

2 Chu J. Strain softening and shear band formation of sand in multi-axial testing[J]. Geotechnique, 1996, 46(1): 62~ 82

3 殷宗泽 土体的侧向变形[A]. 见: 岩土力学的理论与实践[C]. 南京: 河海大学出版社, 1998, 1~ 6

4 杨光华 土的本构模型的数学理论及其应用[博士学位论文][D]. 北京: 清华大学, 1998

5 殷宗泽 土体弹塑性柔度矩阵与真三轴试验[A]. 见: 第七届土力学及基础工程学术会议论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994, 139~ 144

STUDY ON DEFORMATION CHARACTERISTIC OF SILT BY TRUE TRIAXIAL TEST

Xu Zhiwei, Yin Zongze

(Department of Geology and Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210024 China)

Abstract Keeping the minor principal stress and medium principal stress fixed, the loading in the direction of the major principal stress is a potential stress path in practical projects. Under this stress path, several groups of true triaxial tests about silt, fine sand, medium sand are studied. The true triaxial test results of silt indicate that Poisson's ratio can be greater than 0.5, even than 1 in the direction of the minor principal stress, and less than 0 in the direction of the medium principal stress. These phenomena and results have not been considered in modern soil mechanics and finite element analysis.

Key words true triaxial test, stress path, Duncan model, stress and strain relation, constitutive relation

新书简介

《边坡工程——理论与实践最新发展》一书由崔政权、李 宁编者, 中国水利水电出版社 1999 年 12 月出版, 16 开本, 314 页, 47 万字, 定价 48 元。

该书所指“边坡”是人工边坡和自然岸(斜)坡的统称, 同时也包含崩滑体。

该书第 1 章对边坡工程的基础性工作、边坡勘察要点进行了系统论述, 并对初始预测模型的建模作了介绍; 第 2 章对边坡工程的地质术语与地质年代进行了全新定义澄清, 对滑体的稳态形式、作用动力源、后期改造形式及滑坡分类进行了系统论述; 第 3 章对边坡的变形趋势与变形扩展轨迹提出了预测思路; 第 4 章就边坡稳定分析方法进行了全面的描述, 从早期的简单但实用的基于刚体极限平衡理论的条分法、Samia 法、楔形块体的 Hoek 法到离散块体的离散单元法; 对基于连续变形介质的有限元分析理论与方法进行了较全面的论述, 从层状岩体的流变模型到土体——多孔介质的渗流变形耦合模型, 地震动荷作用下的动力固结与震动液体模型; 从大变形动力有限元分析模型到大变形流形元模型、快速拉格朗日模型; 第 5 章对边坡工程的设计与加固思路、理论、方法进行了较全面的介绍, 并重点论述了预应力锚固的机理与设计理论; 第 6 章对边坡工程的反演分析原理与方法进行了较深入的剖析, 进而提出了考虑施工方法与施工过程的仿真反演分析方法; 第 7 章对边坡稳定分析中的新思路、新理论进行了简要介绍, 包括混沌理论、分形理论、灰色系统、数学模糊理论、突变理论与神经网络等; 第 8 章对边坡的变形监测方法与系统进行了简要介绍。