

土体变形规律研究进展^①

⑤

24-26

施建勇 赵维炳 陈文

(河海大学岩土工程研究所 南京 210098)

TU431

摘要 土体变形规律的研究经历了由线弹性到弹性非线性再到弹塑性的三个发展阶段,土的流变特性和应变软化特性的研究也取得了突破性的成果。本文在分析了土体变形的基本特性后,分别介绍了土体变形弹塑性、流变性和应变软化等方面土体变形的研究进展。

关键词 土体变形 本构模型 应变软化 土体结构损伤

1 土体变形的基本特性

土是一种复杂的多孔材料,在受到荷载作用后,变形具有如下特性:

a. 非线性。现有的试验结果,如压缩试验的 $e \sim p$ 曲线,三轴剪切试验得到的应力-应变关系曲线,现场的荷载板试验所得的 $p \sim s$ 曲线等,都表明土体的变形具有明显的非线性。

b. 塑性。在切应力的作用下土体会产生塑性切应变,这是在其它材料的试验中也观测到的现象,但在土体中还会发生切应力引起体积应变和球应力引起切应变且都是塑性应变的现象,这是在其它材料的试验中很少见到的。

c. 流变特性。任何材料都具有流变特性,只是表现的强弱程度不同而已,但土体材料,尤其是软粘土,具有非常明显的流变特性。

d. 各向异性。由于沉积差别和其它原因的作用,使土具有各向异性。

e. 应变软化特性。紧砂、超固结粘土等在受剪后都表现出应变软化的特性。

下面分别介绍土体变形弹塑性、流变性

和应变软化等方面的研究进展。

2 弹塑性研究进展^[1]

最早提出弹塑性本构模型的学者是英国剑桥大学的罗斯科(Roscoe),该模型是针对正常固结或弱超固结粘土提出的。剑桥模型开创了弹塑性理论在岩土工程数值分析中的应用之先河,且模型简单,模型参数可用常规的压缩试验测得,因此受到各国研究者的欢迎。但剑桥模型有一较大的缺陷,即它为单一屈服面模型,不能较好地反映土体受荷后同时出现剪胀、剪缩的情况,对球应力减小引起塑性切应变的情况不能很好地模拟。为此,各国学者开展了多屈服面的研究工作,随着屈服面数量的增加,本构模型可以考虑较复杂的土体力学行为,但同时也带来模型过于复杂,模型参数多的缺点,难以在实际计算中加以推广。在众多的研究工作中,殷宗泽提出的椭圆-抛物双屈服面模型较简单,能较好地适应不同的加卸载情况、剪胀剪缩情况,本构模型的参数可由常规三轴试验确定,计算结果能较真实地反映出实际情况,曾用于国内几座大型土石坝的变形计算和国外试验

①国家自然科学基金资助项目(编号:509409006)。

第一作者简介:施建勇,男,博士,副教授,从事软土特性及加固技术研究,曾发表《研究土工织物加固机理的一种新方法》等论文。

的预测,均取得较满意的结果。对由压缩引起塑性变形的情况,采用式(1)所示的屈服准则,而与膨胀相联系的塑性变形,采用式(2)所示的屈服准则:

$$p + \frac{q^2}{M_1^2(p + p_r)} = p_0 = F(\varepsilon_v^p) = \frac{h\varepsilon_v^p}{1 - t\varepsilon_v^p} \quad (1)$$

$$\frac{\alpha q}{G} \sqrt{\frac{q}{M_2(p + p_r) - q}} = \varepsilon_s^p \quad (2)$$

式中 p 为球平均应力, $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$; q 为偏应力, $q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$; $p_r = c \cot \varphi$, c, φ 为土的强度指标; $G = K_C \cdot p_a \cdot (\frac{p}{p_a})^n$, K_C, n 的取值同邓肯模型; α 为反映剪胀性大小的参数; M_1, M_2, h, t 为模型参数。

上述应力-应变关系都是在应力应变空间内所做的研究,并不涉及时间因素,即认为土体的应力和应变,在应力一定的条件下应变不随时间的增加而增加,在应变一定的条件下应力不随时间的增加而减小。但对粘性土,尤其是软粘土,当应力达到一定水平时,应变不仅随时间的增加而增加,而且可能出现应变速率逐渐加大并最终导致建筑物失事的情况,因此有必要对具有明显流变特性的土进行研究。

3 流变特性的研究进展^[2,3]

进行土体流变特性研究时,经常会用到虎克弹性体、牛顿粘滞体和圣维南塑性体等几种基本元件及其组合,如伏埃特(Voigt)模型就是由虎克弹性体和牛顿粘滞体并联而成的;麦钦特(Merchant)模型是虎克弹性体与牛顿粘滞体并列后再与虎克弹性体串联而成;宾哈姆(Bingham)模型是由牛顿粘滞体与圣文南塑性体并联而成。在数值分析中用得较多的是修正的考马拉-黄(Komamura-Huang)

模型是由虎克弹性体、宾哈姆模型和麦钦特模型串联而成的,如图1所示。

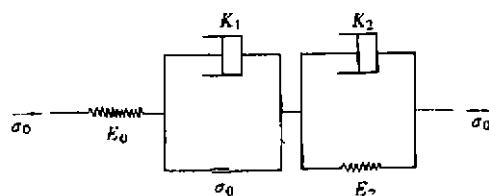


图1 修正的 Komamura-Huang 流变模型

在复杂应力状态下,粘弹性应变增量用下式计算

$$\Delta \varepsilon_{ij}^e = (\Delta \sigma_{ij} - \frac{3\mu}{1+\mu} \Delta p \delta_{ij}) [\frac{1}{2G_0} + \frac{1}{2G_1} (1 - e^{-\eta_e t})] \quad (3)$$

式中 $\Delta \varepsilon_{ij}^e$ 为粘弹性应变增量; $\Delta \sigma_{ij}$ 为应力增量; μ 为泊松比; $\Delta p = \frac{1}{3} \Delta \sigma_{ii}$, 球应力增量; δ_{ij} 为克罗内克尔算子, $i=j$ 时, $\delta_{ij}=1$, $i \neq j$ 时, $\delta_{ij}=0$; $G_0 = \frac{E_0}{2(1+\mu)}$; $G_1 = \frac{E_2}{2(1+\mu)}$; η_e 为粘性系数, $\eta_e = E_2/K_2$ 。

对粘塑性应变增量,可表示为

$$\varepsilon_{ij}^p = \frac{1}{K_1} \langle \frac{F}{F_0} \rangle \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4)$$

式中 ε_{ij}^p 为粘塑应变速率; K_1 为粘滞系数; F 为屈服函数; F_0 为前一时段的屈服函数; $\langle \cdot \rangle$ 为开关函数, $x \leq 0$ 时, $\langle x \rangle = 0$, $x > 0$ 时, $\langle x \rangle = x$ 。

4 应变软化的研究进展^[4]

应变软化现象在紫砂、超固结粘土、黄土及其它结构性强的土体中表现非常明显,最典型的就试样的应力-应变关系曲线在应力到达一定数值后呈下降形态。有一类结构性土体,虽然它的应力-应变曲线不一定出现软化现象,但在受到荷载作用后,其内部结构产生一定程度的破损。为了模拟土体的这类性质,引进了损伤力学的概念,即认为受荷后的土体是原状土与完全损伤土(重塑土)的组合物,有

$$s_p = \omega \cdot s_d + (1 - \omega) \cdot s_0 \quad (5)$$

式中 s_p 为受损后土体的力学性质参数; ω 为损伤比; s_d 为完全损伤土的力学性质参数; s_0 为原状土的力学性质参数。

土体损伤有初始损伤、受剪损伤、受压损伤、受拉损伤四种。初始损伤是指土体在受荷前受到某种因素的影响引起的损伤,如地基处理过程中对土的施工扰动;受剪、受压、受拉损伤是土体受到切应力、压应力、拉应力作用后引起的损伤。因为土体受拉力的情况比较少见,因此研究得较少。

对初始损伤,可借助原位测试技术确定损伤比,如根据现场的十字板剪切试验和无侧限抗压试验的结果,能够确定初始损伤比。

对剪切损伤,可根据原状土的无侧限抗压试验和重塑土的无侧限抗压试验确定损伤演化规律。图2为某一对比试验的试验曲线。

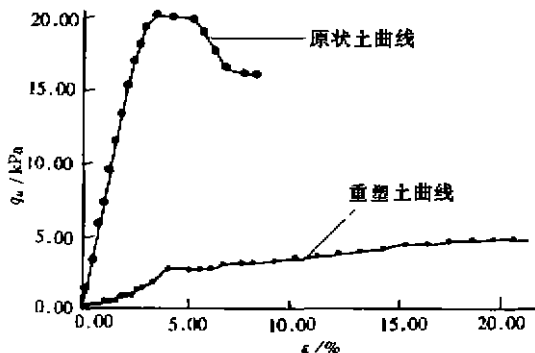


图2 原状土和重塑土无侧限抗压试验对比曲线

设达到峰值的应变为 ϵ_0 , 则峰值后的应力应变关系曲线转化成损伤演变方程为

$$\omega = 1 - e^{-a(\epsilon - \epsilon_0)} \quad (6)$$

式中 a 为参数,可由试验曲线确定; ϵ 为试验测得的应变,当 $\epsilon < \epsilon_0$ 时,取 $\omega = 0$ 。

对由于压缩引起的损伤,笔者做了二十几组原状和重塑土的压缩对比试验,发现当原状土上的压力增加到一定程度时,其压缩曲线将与重塑土的压缩曲线平行,可以认为当压力超过这一数值时,原状土和重塑土表现出相同的压缩性质。经过对这一界限压力的分析发现,其与原状土的自重应力成很好的线性关系,可以表示成:

$$p_s = a + bp_0$$

式中 p_s 为界限压力; p_0 为自重应力; a, b 为关系参数。

由此可以构造压缩损伤演化方程

$$\omega = \begin{cases} 0 & p \leq (1 + 2K_0)p_0 \\ \frac{p - (1 + 2K_0)p_0}{(p_s - p_0)(1 + 2K_0)} & (1 + 2K_0)p_0 < p < (1 + 2K_0)p_s \\ 1 & p \geq (1 + 2K_0)p_s \end{cases} \quad (8)$$

式中 p 为球应力, $p = \sigma_{ii}/3$; K_0 为静止土压力系数,可以取 $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ 。

5 结 语

土体的变形特性研究已有漫长的历史,其中对土体变形的非线性性质、弹塑性性质都有较广泛而深入的研究,在土体流变性质研究方面也取得了较突出的研究成果,而在土体应变软化性质方面的研究才刚刚开始。土体除了受荷引起损伤外,还有不少因素会引志损伤,如打入桩和静压桩,在成桩过程中会引起桩周土体一系列的变化,而这些变化将引起土的力学性质或向好的方向变化或向坏的方向变化,但在实际工程中又无法考虑。深入开展这方面的研究工作将对降低工程造价、消除工程隐患起到积极作用。

参考文献

- 1 钱家欢,殷宗泽.土工数值分析.北京:中国铁道出版社,1991
- 2 赵维炳,施建勇.软土固结与流变,南京:河海大学出版社,1996
- 3 顾吉.高速公路软基排水预压加固粘弹塑性分析:[学位论文].南京:河海大学,1995
- 4 施建勇,赵维炳等.考虑砂井施工初始损伤路基沉降的粘弹塑性分析研究.岩土工程师,1996, 8(3):13~17

(收稿日期:1997-04-29 编辑:熊水斌)