

非饱和膨胀土本构模型研究现状

陈可君 繆林昌

(东南大学岩土工程研究所,江苏 南京 210096)

摘要 分析膨胀土本构模型的研究现状及各模型的优缺点,并讨论了今后的研究方向.认为膨胀土弹塑性模型有待进一步研究,而从膨胀土的结构性出发建立结构模型,将是今后研究的重点.
关键词 非饱和土 膨胀土 本构模型 弹塑性模型 结构模型
中图分类号 :TU443 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2004)07-0101-04

本构模型研究是土力学研究的重要内容之一.膨胀土由于具有独特的胀缩变形特征,其本构模型较一般土更为复杂.膨胀土本构模型研究时间不长,但已取得了可喜的进展.本文将回顾和分析膨胀土本构模型的研究概况,并讨论今后的研究方向.

膨胀土是一种特殊的非饱和土,其特殊性表现在:它是一种吸水膨胀软化、失水收缩干裂的高塑性黏土,具有超固结性和多裂隙性.膨胀土的胀缩性、裂隙性和超固结特性,实质上均与土体内部孔隙变化及水、气比有关.膨胀土水分变化由孔隙气、水相互作用所控制.研究膨胀土的工程性质,必须探讨孔隙气、水的影响,如果简单地将其视为饱和土,必然导致理论分析上的重大失误.因此,应当运用非饱和土力学来研究膨胀土的本构模型.

1 非饱和土本构模型理论

非饱和土本构模型的研究已有 30 多年的历史,弗雷德伦德^[1],Karube^[2],Alonso^[3],陈正汉^[4]以及沈珠江^[5,6]等都做了大量的工作.现已形成的模型有弹性模型、非线性模型、损伤力学模型、广义吸力模型以及弹塑性模型等.

1.1 弹性模型

弗雷德伦德等^[1]提出了净应力 $(\sigma - u_a)$ 和基质吸力 $(u_a - u_w)$ 的变化引起的应变增量关系:

对土结构:

$$\Delta \epsilon_v = m_1^s \Delta (\sigma - u_a) + m_2^s \Delta (u_a - u_w) \quad (1)$$

对孔隙水:

$$\frac{\Delta v_w}{v} = m_1^w \Delta (\sigma - u_a) + m_2^w \Delta (u_a - u_w) \quad (2)$$

式中: m_1^s 和 m_2^s 分别为由净应力和基质吸力引起的土骨架的压缩系数; m_1^w 和 m_2^w 分别为由净应力和基质吸力引起的孔隙水压缩系数.

Fredlund 等研究一维 K_0 加载条件和三向等压加载条件,认为孔隙比和含水量与应力状态变量 $(\sigma - u_a)$ 和 $(u_a - u_w)$ 在较大应力变化范围内存在如下函数关系:

$$e = e_0 - c_l \lg \left(\frac{\sigma - u_a}{\sigma - u_a}_0 \right) - c_m \lg \left(\frac{u_a - u_w}{u_a - u_w}_0 \right) \quad (3)$$

$$w = w_0 - d_l \lg \left(\frac{\sigma - u_a}{\sigma - u_a}_0 \right) - d_m \lg \left(\frac{u_a - u_w}{u_a - u_w}_0 \right) \quad (4)$$

式中: c_l 和 c_m 分别为对净应力和吸力的压缩指数; d_l 和 d_m 分别为对净应力和吸力的含水量变化指数.

1.2 非线性模型

对于非饱和土,陈正汉等^[4]提出了一种非线性模型:

对土结构:

$$\Delta \epsilon_{ij} = \frac{1 + v_t}{E_t} \Delta (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) - \frac{3v_t}{E_t} \Delta (\sigma_m - u_a) \delta_{ij} + \frac{1}{H_t} \Delta (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (5)$$

对孔隙水:

$$\Delta \epsilon_w = \frac{\Delta (\sigma_m - u_a)}{K_{wt}} + \frac{\Delta (u_a - u_w)}{H_{wt}} \quad (6)$$

式中: H_t 和 H_{wt} 分别为对于吸力的土结构和孔隙水的切线弹性模量.

1.3 损伤力学模型

沈珠江^[5]考虑到原状土的变形对土宏观结构的破坏影响,将土看成由未损伤土和损伤土组成,提出

基金项目 国家自然科学基金资助项目(40374047)
作者简介 陈可君(1981—)男,安徽东至人,硕士研究生,从事非饱和土的工程性质研究.

了一种损伤力学结构模型：

$$\sigma = (1 - \omega) \sigma_i + \omega \sigma_d \quad (7)$$

式中： ω 为损伤比； σ_i 为未损伤土应力矢量； σ_d 为损伤土应力矢量。该模型能较好地反映应变软化，但损伤比的确定有一定的难度。

1.4 广义吸力模型

沈珠江^[6]认为，一切增加抗滑阻力的因素都可以算做广义吸力。广义吸力主要由折减吸力和胶结吸力组成。

广义吸力模型把应变分为两部分，一部分取决于有效应力的变化，另一部分因吸力的丧失而产生，即

$$\Delta \varepsilon = C_{ep} \Delta \sigma' + c_b (e - e_s) \Delta s' I + c_s \Delta s' - \bar{S} / \sigma_s \quad (8)$$

式中： C_{ep} 为弹塑性柔度矩阵，可以利用饱和土的弹塑性模型确定； e 和 e_s 分别为实际孔隙比和饱和孔隙比； s' 为广义吸力； $\Delta \sigma'$ 为广义有效应力增量， $\sigma' = p - u_a + s'$ 。该模型能同时描述湿胀和湿陷，应该具有较好的应用前景。

1.5 弹塑性模型

20 世纪 80 年代以来不少学者都致力于非饱和土弹塑性模型的研究，Karube^[2]、Toll^[7]和 Alonso^[3]等建立了各自的非饱和土弹塑性模型，其中最具有影响力的是 Alonso 模型。

Alonso 等根据饱和土临界状态的概念，针对非膨胀性土和弱膨胀性土在广义应力空间内提出了一个统一的弹塑性本构模型，归纳如下。

1.5.1 p - s 平面中的屈服线(图 1)

$$\frac{p_0}{p^c} = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{[\lambda(0) - \kappa][\lambda(s) - \kappa]} \quad (9)$$

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1 - r) e^{-\beta s} + r] \quad (10)$$

$$s = s_0 \quad (11)$$

式中： p_0^* 为 $s = 0$ 时的先期固结压力； p_0 为非饱和土的先期固结压力； $\lambda(s)$ 和 κ 分别为相应于净平均应力的压缩指数和回弹指数； γ 和 β 为土参数； s_0 为土体的初始吸力。

1.5.2 硬化规律

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{V}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (12)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{V}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (13)$$

式中： p_{at} 为标准大气压力； λ_s 和 κ_s 分别为相应于吸力 s 的压缩指数和回弹指数。

1.5.3 在 p 、 q 、 s 三维空间内的屈服面(图 1)

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (14)$$

式中： $p_s = ks$ ， k 为土的参数。

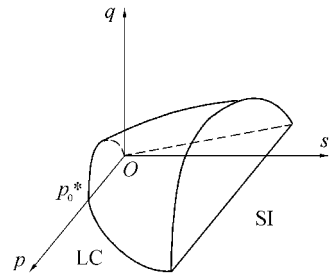


图 1 Alonso 模型在 (p, q, s) 空间内的三维应力屈服面

Wheeler 和 Sivakumar 等^[8~10]分析了压缩高岭土的控制吸力三轴试验数据，提出了修正的 Alonso 模型，并用该修正模型解释了应力历史和压实含水量对剪切时的力学性能的影响。

2 膨胀土本构模型

2.1 G-A 模型

Gens 和 Alonso 等^[11,12]在 Alonso 模型的基础上，提出了一个膨胀土弹塑性概念模型(G-A 模型)，该模型归结如下。

a. 模型认为，膨胀土具有活性矿物成分，内部存在双重结构型式，即微观上的团粒或片状结构和宏观上的开放型结构。微观团粒或片状体是由很多活性矿物颗粒集结而成的，具有超紧密结构。颗粒间的孔隙尺寸远远小于宏观上团粒或片状体之间的孔隙尺寸。模型采用以下假设：①一般情况下，微观团粒或片状体是饱和的，因此有效原理在这里适用；②微观结构的变形是弹性的，且只产生体积应变；③在特定的稳定状态下，微观结构内原有颗粒间的斥力与吸力是平衡的；④宏观变形不影响微观变形，但微观结构的变形会反过来导致宏观孔隙尺寸的不可逆变化。

b. 宏观结构的变形计算仍按照 Alonso 模型。

c. 根据 a 中的假设，微观结构体积应变 $d\varepsilon_{im}^e$ 决定于平均有效应力 $dp' = d(p - u_w) = d(p - u_a + u_a - u_w) = d(p + s)$ 。于是可以画出通过当前应力和吸力状态点 C 的一条直线： $p + s = \text{常数}$ ，沿着这条直线不发生微观体变。这条直线称作中性加载线 NL (neutral loading line)。吸力或净平均应力的减小导致微观结构的膨胀，增大则导致其收缩。作者同时指出，NL 线的角度未必就是 45° 。Alonso 等采用两条平行于 NL 线的屈服线 SI 和 SD 来描述湿胀干缩过程中产生的不可逆变形(图 2)。

d. 微观结构的变形会引起 LC 屈服线的移动。 $(p + s)$ 值减小时，微观结构发生膨胀，引起宏观体积的塑性膨胀，LC 左移；相应地 $(p + s)$ 值增大时 LC 右移。微观体变 $d\varepsilon_{im}^e$ 与宏观塑性体变 $d\varepsilon_{im}^p$ 的关系可写为

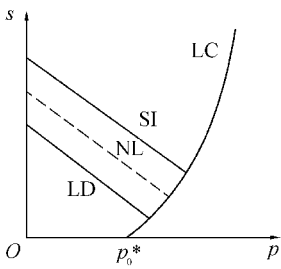


图2 G-A模型在 (p, s) 面上的屈服线

$$d\epsilon_{vm}^p = d\epsilon_{vm}^e \cdot f \quad (15)$$

$$f = f_1 \text{ 或 } f = f_D$$

式中: f_1 和 f_D 分别为相应于屈服线 SI 和 SD 的放大函数, 它们随比值 p/p_0 的变化而变化 (p_0 为某吸力下屈服净平均应力)。

2.2 对 G-A 模型的改进

Alonso 等^[13]考虑到微观结构孔隙非饱和的情况, 对 G-A 模型作了改进, 定义有效应力为

$$\hat{p} = p + S_r^\alpha s \quad (16)$$

式中: S_r 为饱和度; α 为 0~1 的参数。这样, NL 线的斜率就与 α 相关, 则微观弹性体变计算为

$$d\epsilon_{vm}^e = \frac{d\hat{p}}{K_m}$$

$$\text{其中 } K_m = \frac{e^{-\alpha_m} \hat{p}}{\beta_m} \text{ 或 } K_m = \frac{(1 + e_m) \hat{p}}{\kappa_m} \quad (17)$$

相应于屈服线 SI 和 SD 的屈服函数分别表示为

$$\hat{p} = s_i \text{ 和 } \hat{p} = s_d \quad (18)$$

相应的硬化规律为

$$ds_i = \frac{K_m d\alpha_1}{f} = ds_0 \quad (19)$$

其中

$$d\alpha_1 = d\epsilon_{vSI}^p + d\epsilon_{vSD}^p$$

$$f = f_1 \text{ 或 } f = f_D$$

式中: $d\epsilon_{vSI}^p$ 和 $d\epsilon_{vSD}^p$ 分别为相应于屈服线 SI 和 SD 的宏观塑性体变; $f = f_1$ 和 f_D 分别为相应于屈服线 SI 和 SD 的放大函数。改进后的模型能很好地描述膨胀土的循环胀缩特性。

在国内, 徐永福^[14]采用椭圆-抛物双屈服面作为边界条件, 建立了膨胀土的弹塑性本构模型。缪林昌^[15]通过引入饱和度, 把椭圆-抛物线模型进行推广, 建立了非饱和膨胀土的弹塑性模型。卢再华等^[16]针对 G-A 模型计算两个层次变形的复杂性, 对 G-A 模型加以简化和改进, 使其更便于应用。卢再华等^[17]通过三轴试验研究了原状膨胀土的变形强度特征, 建议采用四屈服面的非饱和膨胀土弹塑性模型描述原状膨胀土的湿胀干缩特性和剪胀剪缩特性。

2.3 损伤模型

卢再华和陈正汉^[18]以非饱和土本构理论为基础, 结合复合体损伤理论, 建立了非饱和原状膨胀土

的弹塑性损伤本构模型。相对破碎土体的应力应变关系采用改进的膨胀土 G-A 模型描述, 而相对完整土体的应力应变关系采用非饱和土增量非线性弹性模型描述, 膨胀土的湿胀变形仍用膨胀函数 f_D 反映。根据试验得到的剪切损伤演化规律和干湿循环过程中的裂隙损伤演化规律, 建立了总的损伤演化方程。土体总的应力增量表达式为

$$(d\sigma)^a = (1 - \bar{D}) \dot{\chi} (d\sigma)^i + \bar{D} (d\sigma)^l = d\bar{D} \sigma^T \quad (20)$$

式中: $\bar{D}$ 为损伤变量; 上标 a, i 和 d 分别代表总的土体、相对完整土体和相对破碎土体。假设整个土体单元中相对完整土和相对破碎土在受力过程中的应变和吸力协调变化, 得到

$$d\sigma = D^{dmg} d\epsilon + F_s^{dmg} ds \quad (21)$$

式中: D^{dmg} 为与应变相关的弹塑性损伤劲度矩阵; F_s^{dmg} 为与吸力相关的弹塑性损伤劲度矩阵。模型可反映原状膨胀土的 3 个主要特征(胀缩性、裂隙性和超固结)造成的独特的力学特性, 即低围压情况下的软化和剪胀特性, 围压较高时的硬化和剪缩特性以及干湿变化时的反复胀缩性。模型共包含 23 个参数。

3 分析与展望

Gens 和 Alonso 提出的膨胀土的 G-A 模型从分析膨胀土的微观机理出发, 反映了膨胀土的湿胀干缩变形特征, 但模型需分别计算微观结构和宏观结构两个层次的变形才能得到土体总变形, 使模型十分复杂, 而且微观结构层次的变形很难量测到, 其相应的参数只能假定。广义吸力模型能同时描述湿胀和湿陷特性, 参数较少, 应该具有较强的适用性, 但需要接受更多实践的检验。卢再华等提出的膨胀土损伤本构模型考虑到了原状膨胀土的裂隙性和超固结性, 但没有考虑相对完整土体与相对破碎土体相互变形的影响, 同时模型包含的参数太多, 因此很难推广应用。

尽管还有许多问题有待解决, 但是对于膨胀土这样的高塑性黏土, 弹塑性模型无疑是很好的研究方向。同时也应该认识到, 弹塑性模型原则上只能描述塑性变形过程, 而对于原状膨胀土, 裂隙性和超固结性还使其具有一定的软化和剪胀特性。即使对于重塑膨胀土, 也有研究表明^[19], 不同的干密度和不同的含水量制成的试样其应力应变特性有很大的差异, 原因只能解释为试样的结构性不同。因此, 从膨胀土的结构性出发, 描述应力和吸力改变过程中随着颗粒之间的滑移而引起的土结构的可逆和不可逆的变化过程, 建立能同时反映膨胀土的胀缩变形、软化和剪胀特性的结构模型, 将会成为今后膨胀土本

构模型研究中的一个重点. 沈珠江^[20]所提出的损伤力学模型和广义吸力模型, 以及近年来所倡导的岩土破坏力学理论, 即是在这方面的一些初步尝试. 要建立比较完善的结构性模型, 还需要做大量的工作.

参考文献：

[1] 弗雷德伦德 D G, 拉哈尔佐 H. 非饱和土土力学[M]. 陈仲颐译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.

[2] Karube D. Yield functions of unsaturated soil[A]. Publications Committee of the XII ICSMFE, 12nd ICSMFE[C]. Rio De Janeiro, 1989. 615 ~ 618.

[3] Alonso E E, Gens A, Josa A. A constitutive model for partially saturated soil[J]. Geotechnique, 1990, 40(3) : 405 ~ 430.

[4] 陈正汉, 周海清, Fredlund D G. 非饱和土的非线形模型及其应用[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5) : 603 ~ 608.

[5] 沈珠江. 结构性粘土的非线性损伤力学模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3) : 21 ~ 28.

[6] 沈珠江. 广义吸力和非饱和土的统一变形理论[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(2) : 1 ~ 9.

[7] Toll D G. A framework for unsaturated soil behaviour[J]. Geotechnique, 1990, 40(1) : 31 ~ 44.

[8] Wheeler S J, Sivakumar V. An elastic-plastic critical state framework for unsaturated soils[J]. Geotechnique, 1995, 45(1) : 35 ~ 53.

[9] Sivakumar V, Wheeler S J. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression[J]. Geotechnique, 2000, 50(4) : 359 ~ 368.

[10] Wheeler S J, Sivakumar V. Influence of compaction procedure

on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modeling[J]. Geotechnique, 2000, 50(4) : 369 ~ 376.

[11] Gens A, Alonso E E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays[J]. Can Geotech J, 1992, 29 : 1013 ~ 1032.

[12] Alonso E E, Gens A, Yuk Gehling W Y. Elastoplastic model for unsaturated expansive soils[A]. Smith I M. Proc 3rd European Conf on Numerical Methods in Geotechnical Engineering [C]. Manchester, 1994. 11 ~ 18.

[13] Alonso E E, Vaunat J, Gens A. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays[J]. Engineering Geology, 1999, 54 : 173 ~ 183.

[14] 徐永福. 膨胀土弹塑性本构理论的初步研究[J]. 河海大学学报, 1997, 25(4) : 97 ~ 99.

[15] 缪林昌. 非饱和膨胀土的变形与强度特性研究[D]. 南京: 河海大学, 1999.

[16] 卢再华, 王权民, 陈正汉. 非饱和膨胀土本构模型的试验研究及分析[J]. 地下空间, 2001, 21(5) : 379 ~ 385.

[17] 卢再华, 陈正汉, 曹继东. 原状膨胀土的强度变形特性及其本构模型研究[J]. 岩土力学, 2001, 22(3) : 339 ~ 342.

[18] 卢再华, 陈正汉. 非饱和原状膨胀土的弹塑性损伤本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4) : 422 ~ 426.

[19] Hideo Komine, Nobuhide Ogata. Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite[J]. Can Geotech J, 1994, 31 : 478 ~ 490.

[20] 沈珠江. 岩土破坏力学: 理想脆弹塑性模型[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(3) : 253 ~ 257.

(收稿日期 2004-04-25 编辑 高建群)

(上接第 81 页) 施工平台, 根据施工洪水计算, 施工洪水位为 3.5 m, 施工平台高程为 4.0 m, 需抛砂石 18000 m³, 需时 14 d; 共有 38 条桩, 以冲击钻造孔, 5 台冲击钻同时开工, 在 3 m 高的抛石上钻桩极其困难, 需时 40 d, 间隔 7 d, 再浇筑承台梁混凝土 160 m³, 需时 7 d, 总工时已 68 d, 未计检测时间, 因此在滑坡前沿加阻滑桩时间不够. 同时松散土体不能承受堆填近 3 m 高的抛石和 5 台冲击钻机, 故不在滑坡前沿加阻滑桩, 而进行抛石护岸, 结合布置 3 条短丁坝, 以达到防护堤岸的目的.

3 结 论

景丰联围赤顶堤段经过几年的运行及洪水考验, 没有出现新的滑坡问题及迹象, 丁坝处已经促淤达一定高度, 可保护岸坡不被冲刷, 不造成深槽迫岸、河床下切等问题, 可见, 景丰联围赤顶段滑坡的处理措施是合理的. 由于该堤段处于河流的凸岸, 堤岸长期受西江水流的冲刷, 仍然存在不稳定的因素,

要想根治隐患, 就必须对该河段的堤围稳定及流态进行水工模型试验, 以找到影响堤围安全运行的根本原因, 从而有针对地进行堤岸整治, 使堤防工程达到长治久安的目的.

参考文献：

[1] SD133-84 水闸设计规范[S].

(收稿日期 2004-03-10 编辑 熊水斌)

