

文章编号: 1000-7598-(2005) 07-1023-06

基于微结构失稳假说的湿陷性黄土体积应变计算

刘旭^{1,2}, 陈龙珠¹, 王兰民², 王峻²

(1.上海交通大学 建工学院, 上海 200030; 2.中国地震局分析预报中心兰州基地 兰州地震研究所, 兰州 730000)

摘要: 针对黄土的湿陷变形问题, 提出了一个微观结构模型, 并由微观孔隙体积分布函数和黄土微结构的失稳判别条件, 计算出土样中原状部分与扰动部分的体积比率; 按复合体串联的力学模式推导出原状黄土的崩塌性体积-应变关系; 计算实例与试验结果比较符合。尽管黄土的结构强度随含水量的不同而剧烈变化, 但一些压缩试验表明: 结构破坏阶段的压力范围在对数坐标中基本保持不变, 且压缩曲线相互平行, 这一现象用孔隙失稳的必要条件得到了证明。

关键词: 湿陷; 微结构; 稳定性; 黄土

中图分类号: TU 433

文献标识码: A

Calculation for volumetric strain of collapsible loess considering microstructure instability

LIU Xu^{1,2}, CHEN Long-zhu¹, WANG Lan-min², WANG Jun²

(1. School of Civil Engineering and Mechanics, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200030, China;

2. Seismological Institute of Lanzhou, Lanzhou Base of Center for Analysis and Prediction, CEA, Lanzhou 730000, China)

Abstract: A new method to calculate the volumetric strain of collapsible loess considering microstructure instability is developed. In this method, loess is regarded as the compound of disturbed part and undisturbed part. The volumetric proportion of the both parts, which represents the state of micro-structural damage and varies with the increase of effective load, can be calculated by the combination of an idealized microstructure model, the pore size distribution curve and the equilibrium criterion for microstructure. The method is verified by comparing the calculated results with the data of triaxial compression tests. In addition, some experiments show that compression curves of loess with different water contents are parallel with each other in the sections that represented progressive damage to microstructure. This phenomenon is successfully explained by the equilibrium criterion for microstructure.

Key words: collapse; microstructure; stability; loess

1 引言

天然黄土具有较大的孔隙比以及“亚稳定性”, 被认为是“难对付的土”^[1](D. G. 弗雷德隆德, 1997年)。湿陷性黄土是典型的结构性土。从微观上看, 崩塌是由架空孔隙的突然失稳引起的, 因此, 微观的体积收缩具有“突发性、不连续性、不可逆性”。这与饱和扰动粘土的应力-应变关系有很大不同。近年来, 关于结构性土本构关系的研究已有不少进展。徐永福等(2001年)^[2]用分形理论研究了土体变形的规律。沈珠江^[3~5](1993年, 1998年, 2000年)用弹塑性理论与损伤力学相结合, 提出了复合体模

型及堆砌体模型。其中, 复合体模型中, 实际的土体被看成是由原状部分与损伤部分构成的复合体。并且引入损伤比的概念, 其物理含义是损伤土所承担外荷载的比重, 且可表示成体积应变与偏应变的函数, 由侧限压缩与无侧限压缩试验确定。

苗天德(1999年)^[6]从稳定性观点出发提出了黄土微观结构突变失稳假说, 并且建立了描述黄土湿陷机理的突变模型。此模型由一理想化的架空孔隙模型和结构刚度参数 κ , 提出微观孔隙失稳的判别条件, 并且由此条件解得两个不同的平衡位置, 即孔隙模型的变形角度。该文认为: “微结构失稳意味着微结构从原来不稳定的平衡位置跳到一个较稳定

的平衡位置,即微结构突变了一个角度”^[6]。此角度是同一失稳条件的两个不同平衡角度的差值。由此计算出土体体积及剪应变的增量表达式,并且引入两个因子 a, b 来调整实际土体孔隙与模型结构的差别,构成了增量型本构关系。该文将黄土的变形全部归结为微观孔隙的失稳或崩塌,即在一定的荷载下,较大的孔隙首先失稳,形成相对稳定的结构,随着荷载的继续增大,这些已失稳的孔隙与未失稳但孔径相同的孔隙一起继续失稳。

本文认为,突变失稳模型明确地反映出黄土湿陷变形所具有的失稳破坏特征。但是,微观颗粒间的固体桥链一旦被破坏,短时间内不可能恢复。土体已失稳的部分,或着说,构成那些已失稳微观孔隙的土颗粒及流体,随外荷载的增大所发生的体积压缩变形已不再属于崩塌的性质。因此,笔者试尝如下的思路:随着荷载的增大,微观结构开始逐渐失稳、崩塌。土体中未失稳的这部分属于原状部分,只发生弹性变形;已崩塌的这部分属扰动部分,加载时发生正常排水固结。这与复合体模型^[3](沈珠江,1993年)是一致的。如果土体中扰动部分与原状部分所受的应力相同,损伤比或损伤土所承担外荷载的比重则是扰动部分与原状部分的体积比率。而土体宏观体积变形是这两类土变形的按体积比率的平均值相加,类似于复合介质力学的串联关系。因此,关键是如何确定扰动部分与原状部分的体积比率。孔隙分布曲线给出了孔隙体积按不同孔径的分布密度,苗天德(1999年)^[6]提出的微观孔隙崩塌的判别条件表明,孔径越大的孔隙越易失稳,这样需要建立一个土的几何结构模型,联系孔隙孔径与构成孔隙的颗粒体积之间的关系;当此孔径的孔隙失稳时,便可计算出相应失稳的土体积,从而计算出扰动部分与原状部分的体积比率。这种几何结构模型是否合理,需要试验验证。

简言之,本文试尝用孔隙率分布曲线及扰动土的压缩曲线计算原状土的应力-应变曲线。因此,在计算过程中,原则上不使用原状土的压缩试验所获得的特性参数。

2 以孔隙失稳模型为基础的黄土湿陷本构关系

2.1 基本假设

本文借用了突变模型中的微观结构失稳判别准则及复合体模型,因此,两模型中的部分基本假设也是本文的基本假设:

(1) 构成黄土骨架的矿物颗粒在土体变形过程

中保持为刚性。

(2) 湿陷变形完全是力学的,不考虑其它的物理化学反应。

(3) 水量仅以参数形式对土体的物质参数产生影响。

(4) 土体中原状部分与扰动部分所承担的应力是相同的(复合体串联关系)。

(5) 原状部分只发生弹性变形;已失稳的土体部分成为扰动部分。

2.2 微观孔隙失稳判别准则

苗天德^[6](1999年)提出黄土微孔隙的失稳条件如下:

$$(r^2 p' - 2\kappa)^3 - \frac{9}{4} \kappa r^2 q_{\text{oct}}^2 = 0 \quad (1)$$

式中 κ 为新定义的结构刚度因子; r 为孔隙直径; q_{oct} 为作用于土体骨架的八面体剪应力; p' 为平均有效主应力, $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$; $q_{\text{oct}} = (\sqrt{2}/3)(\sigma'_1 - \sigma'_3)$; σ'_1, σ'_3 分别为作用于土体骨架的主应力。

其中,孔隙失稳的必要条件为

$$r \geq \sqrt{\frac{2\kappa}{p'}} \quad (2)$$

孔径同时满足式(1)及式(2)的孔隙已崩塌。当 r 取最大值时,式(1)相当于初始屈服条件。

2.3 土样中扰动土与原状土的体积比率计算

在有效应力作用下,土体单纯的体积变化实际上是孔隙体积的变化。因此,可将土体视做由可压缩的孔隙及不可压缩的颗粒两部分构成。

设孔隙率为 φ_0 , 孔隙比为 e_0 的土样中孔隙分布函数为 $N(r)$, 则

$$\varphi_0 = \int_{R_{\min}}^{R_{\max}} N(r) dr \quad (3)$$

式中 $R_{\min}, R_{\max}$ 分别为孔径的最小及最大值。土体微观几何结构看成规则的相似体,例如,按苗天德(1999年)所用的方框架模型,框架代表搭成孔隙的颗粒,见图1。

设平均每个孔径为 r 的孔隙体积为 ar^3 (对于立方体框架 $a=1$); 如果搭成孔径为 r_1 的孔隙的固体颗粒体积平均为 S_1 , 搭成孔径为 r_2 的孔隙的颗粒体积平均为 S_2 , 那么:

$$S_2 = \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^3 S_1 \quad (4)$$

如果单元土体中孔径为 r 的孔隙的个数为 $n(r)$, 则有:

$$N(r) = n(r)ar^3 \text{ 或 } n(r) = N(r)/ar^3 \quad (5)$$

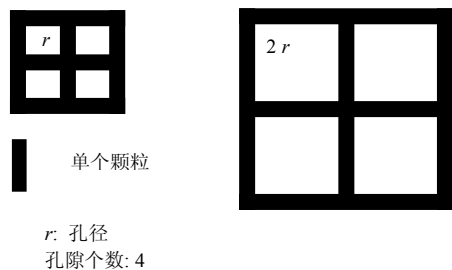


图1 原状黄土微观结构模型
Fig. 1 Microstructure model of loess

取式(4)中 $r_1 = R_{\min}$, 孔径为 $R_{\min} \sim R$ 范围内的孔隙体积为

$$\varphi(R) = \int_{R_{\min}}^R n(r) a r^3 dr \quad (6)$$

搭成这些孔隙所需颗粒的体积为

$$S(R) = \int_{R_{\min}}^R n(r) \left(\frac{r}{R_{\min}}\right)^3 S_{\min} dr \quad (7)$$

由式(5)得

$$\left. \begin{aligned} \varphi(R) &= \int_{R_{\min}}^R N(r) dr \\ S(R) &= \int_{R_{\min}}^R N(r) \frac{S_{\min}}{a R_{\min}} dr \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

孔径小于 R 的孔隙及搭成这些孔隙的颗粒所组成的土体的孔隙比 $e(R)$ 如下:

$$e(R) = \frac{a R_{\min}}{S_{\min}} \quad (9)$$

可见: 如果微观结构符合式(4), $e(R)$ 与 R 值无关, 保持为常数, 它必然为 e_0 。证明如下: 取 $R = R_{\max}$ 时, 总的孔隙体积与颗粒体积相加为 1。

$$\int_{R_{\min}}^{R_{\max}} N(r) dr + \int_{R_{\min}}^{R_{\max}} N(r) \frac{S_{\min}}{a R_{\min}} dr = 1 \quad (10)$$

将式(3)代入式(10):

$$\frac{a R_{\min}}{S_{\min}} = \frac{\varphi_0}{1 - \varphi_0} = e_0 \quad (11)$$

则

$$S(R) = \frac{1}{e_0} \int_{R_{\min}}^R N(r) dr \quad (12)$$

因为孔隙的分布是不均匀的, 而 e_0 是整个土样的孔隙比, 但是, 在此几何模型中, 未崩塌土的孔隙比保持为 e_0 , 为分析计算提供了方便。

随着外荷载或增湿作用, 按式(1), 设孔径 $R \sim R_{\max}$ 的孔隙已失稳。如果忽略加载过程原状部分的线弹性体积变化。原状部分的体积 U 包括原状部分的孔隙体积和原状部分的颗粒体积。构成这部分原状土的颗粒体积为 S_u , 由式(12)可得出:

$$S_u = \frac{\int_{R_{\min}}^R N(r) dr}{e_0} \quad (13)$$

而单元土体中, 总颗粒体积 S_0 保持不变:

$$S_0 = \frac{\int_{R_{\min}}^R N(r) dr}{e_0} + \frac{\int_R^{R_{\max}} N(r) dr}{e_0} \quad (14)$$

根据式(13), 式(14)可直接理解成土体的颗粒体积由原状部分的颗粒体积 S_u 加扰动部分的颗粒体积 S_d 。由于原状部分的孔隙比不变, 可得出原状部分体积 U :

$$U = (1 + \frac{1}{e_0}) \int_{R_{\min}}^R N(r) dr \quad (15)$$

扰动之前体积为 $1 - U$ 的这部分原状土, 由于扰动, 已发生了变形, 成为扰动部分, 体积不再是 $1 - U$, 而且, 这部分土体的孔隙比也与原状土的孔隙比不相同。但是, 扰动部分中的固体颗粒体积 S_d 不变, 由式(14)右边第二项, 可写成:

$$S_d = \frac{1}{e_0} (\varphi_0 - \int_{R_{\min}}^R N(r) dr) \quad (16)$$

原状土孔隙率为

$$\varphi_0 = e_0 / (1 + e_0) \quad (17)$$

设扰动部分的体积为 D , 孔隙比为 e_d , 则

$$D = (1 + e_d) S_d \quad (18)$$

将式(16), (17)代入式(18):

$$D = \frac{1 + e_d}{1 + e_0} (1 - \frac{1 + e_0}{e_0} \int_{R_{\min}}^R N(r) dr) \quad (19)$$

在变形过程中总体积 T 是原状部分与扰动部分之和。 T 为

$$T = U + D \quad (20)$$

式(15), 式(19)及式(20)可计算出: D/T , U/T , 分别是扰动部分与原状部分所占的体积比率。

2.4 复合体体积变化计算

设变形过程中土样的孔隙比为 e , 总的颗粒体积恒为 $1 - \varphi_0$, 且忽略了原状土的线弹性变形, 推导如下。

由孔隙比的定义:

$$e = (T - S_0) / S_0 \quad (21)$$

以及单元原状土的孔隙比:

$$1 + e_0 = 1 / S_0 \quad (22)$$

以上两式中消除 S_0 , 得

$$e = (1 + e_0) T - 1 \quad (23)$$

由于本文假定了土体中扰动部分与原状部分的应力相同(串联模型),这样, $N(r)$ 曲线,式(1)、式(15)、式(20)、式(23)以及所选用的扰动土本构关系(计算 e_d)构成了加荷过程中孔隙比的计算方法。一般来说, e_d 与净应力、湿吸力或饱和度关系密切。但是,由于扰动土的结构已被破坏,其本构关系相对于结构性土而言是比较简单的,例如,对于完全扰动的饱和黄土,可选用修正剑桥模型。

另外,由式(20)与式(23)可得出:

$$U = \frac{e - e_d}{e_0 - e_d} \quad (24)$$

比较沈珠江(2000年)定义的 d :

$$d = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_d} \quad (25)$$

可以看出:

$$d = 1 - U \quad (26)$$

3 黄土压缩变形计算实例

任九生^[7](1995年)用压汞法测得的兰州地区 Q_3 黄土的孔隙体积百分含量与孔径 r 的分布曲线 $N(r)$, 见图2。可见,孔隙主要分布于 $1\mu\text{m} \leq r \leq 7\mu\text{m}$ 范围内。饱和扰动的 Q_3 黄土压缩曲线借用胡再强^[8](2000年)文献中的曲线,见图3。由苗天德^[6](1999年)所做的不同应力路径的三轴排水试验结果得出 $\varepsilon_v - p'$ 见图4。由于天然黄土在饱和固结过程中,孔隙分布已发生变化, $N(r)$ 曲线需要调整。本文采取的方法是对 $N(r)$ 乘以一个系数,使所计算的孔隙比与试验曲线在初始固结载荷(10 kPa)时的孔隙比(1.07)相等。计算时,取饱和黄土结构刚度 $\kappa = 1.68 \times 10^{-6}$ (苗天德^[6], 1999年)。

假设扰动土部分与原状土部分所受的有效应力相同,饱和扰动黄土的孔隙比可按式(27)计算^[4]:

$$e_d = e_1 - c_c \lg\left(\frac{p'}{p'_1}\right) - \frac{c_d}{\lg 2} \lg\left[1 + \left(\frac{\eta}{\eta_f}\right)^2\right] \quad (27)$$

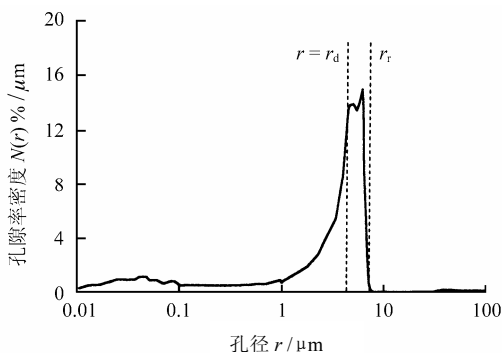


图2 兰州彭家坪黄土孔隙体积-孔径分布图

Fig. 2 Pore size distribution of Loess in Lanzhou

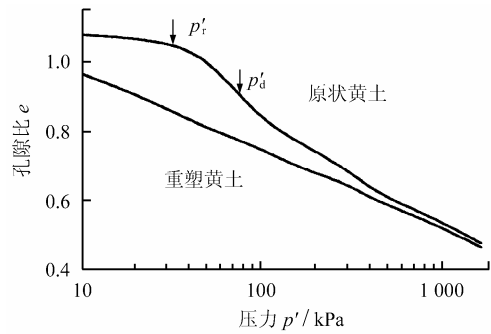


图3 饱和原状及扰动黄土 e - $\lg p'$ 曲线^[8]

Fig. 3 e - $\lg p'$ curves of loess^[8]

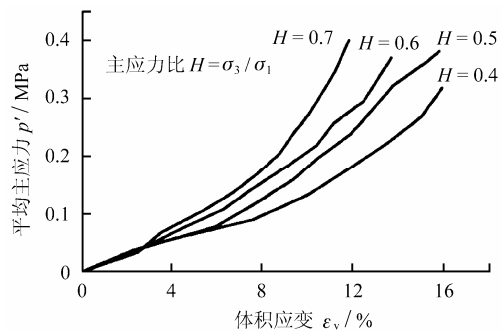


图4 饱和原状黄土压缩曲线^[6]

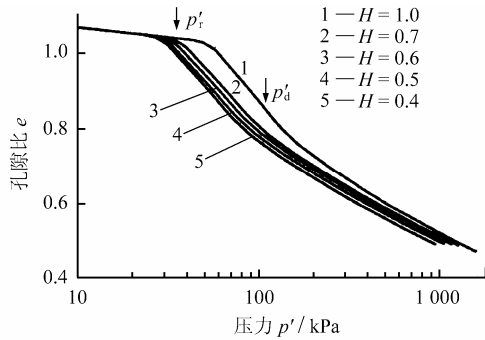
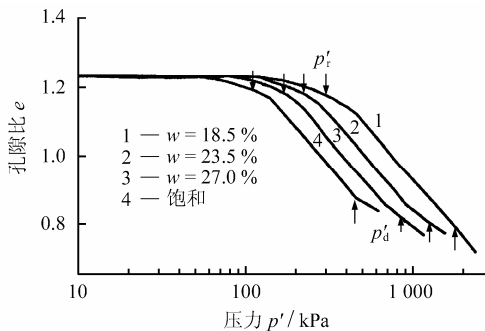
Fig. 4 Compression curves of saturated loess^[6]

式中 p' 为广义有效应力的平均应力,对于饱和土体 p' 是通常意义下的有效应力; p'_1 为参考应力点的 p' 值; η 为剪切比; η_f 为应力达到破坏状态的剪切比; e_d 为稳定状态的孔隙比; e_1 为参考应力点的孔隙比; c_c 是压缩指数; c_d 是剪缩系数,当采用椭圆屈服面模型时 $c_d = (c_c - c_s) \lg 2$ (沈珠江, 1996年)。

针对图2所示土样,计算出的原状饱和黄土压缩曲线如图5,其中主应力比 $H=1$ 的曲线,与图3中的原状饱和黄土的试验压缩曲线虽有一定的差距,但是,基本形状很相似。这说明本文的微结构模型还算合理。曲线明显地呈现出三个不同的阶段,这与张炜^[9](1995年)的试验结果(见图6)及结构性粘土的弹塑性损伤模型^[3](沈珠江, 1993年)的分析是一致的。曲线的形状受微观孔隙分布曲线形状的影响。随 H 的减小,可压缩性增大,反映出了黄土的剪缩特性,这是结构性土的重要特征。

4 非饱和黄土 e - $\lg p'$ 曲线特征

按本文观点,曲线的形状是由孔隙分布曲线 $N(r)$ 决定的。随应力的增大,失稳的孔径逐步减小。根据式(1),结构破坏的起始应力(或结构强度)所对应的孔径,正是 $N(r)$ 曲线中孔隙分布密度突然增大时的孔径。

图5 计算饱和原状黄土 e - $\lg p'$ 曲线Fig. 5 Calculated e - $\lg p'$ curves of saturated loess图6 原状黄土 e - $\lg p'$ 曲线^[9]Fig. 6 e - $\lg p'$ curves of loess

从图6中土压缩曲线中可以看出: 虽然, 随含水量的降低, 结构强度可以从大于100 kPa增加至400 kPa左右, 但是, 在 e - $\lg p'$ 曲线中, 结构破坏主要阶段在 $\lg p'$ 轴的距离 $\lg p'_d - \lg p'_i$ 几乎不变, e - $\lg p'$ 曲线在结构破坏阶段几乎平行, 这是很值得注意的。用微观孔隙失稳必要条件可以说明这一现象。由式(2):

$$p' = \frac{2\kappa}{r^2} \quad (28)$$

取两个特征孔径, 如本文 $N(r)$ 曲线孔隙分布密度突然增大时的孔径 r_i (大约 $7\mu\text{m}$) 及孔隙分布密度开始单调减少时的孔径 r_d (大约 $4\mu\text{m}$), 结构强度 p'_i (对于饱和黄土大约为70 kPa) 所对应的孔径为 r_i , 表示结构破坏主要阶段的开始, 也是弹塑性理论中的初始屈服点 (孔径从 $R_{\max} \sim r_i$ 的失稳阶段, 虽被称为弹性阶段, 但不是线弹性变形, 严格地讲, 仍然有塑性变形); 另一端为 r_d , 所对应的应力为 p'_d (对于饱和黄土大约为190 kPa), 表示结构破坏的速度开始减缓, 压缩曲线出现拐点, 见图2、图3和图5。将特征孔径代入式(28)并取对数:

$$\left. \begin{aligned} \lg p'_i &= \lg(2\kappa) - 2\lg r_i \\ \lg p'_d &= \lg(2\kappa) - 2\lg r_d \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

式(29)中两式相减:

$$\lg p'_i - \lg p'_d = 2\lg r_d - 2\lg r_i \quad (30)$$

由于相同土结构的 r_i , r_d 不变, 所以式(30)说明了压缩过程中结构破损的主要阶段压力范围在对数坐标上与 κ 值无关。这与该试验是吻合的。这个结论的意义在于, κ 值可以由结构强度 p'_i 与孔隙分布曲线的特征点来计算。另一方面, 说明了如果压缩过程中含水量变化不大, 黄土各自的 κ 值可视为常数, 而且, 也说明 e - $\lg p'$ 曲线的形状的取取决于 $N(r)$ 曲线的形状。

5 存在的问题及讨论

(1) 本文仅涉及黄土体积变形的规律。作者曾尝试使饱和扰动土的剪切应变符合剑桥模型及正交流动法则, 计算结果的形状与苗天德(1999年)的剪切应变形状相似, 但剪切应变值过大。估计要考虑扰动土与原状土之间的摩擦作用, 需要进一步的研究。

(2) 测定黄土孔隙分布的方法除压汞法外, 还有用扫描电镜的方法, 如 V. I. Osipov 和 V. N. Sokolov^[10] (1995年)。往往这两种方法的测试结果有很大差距。本文认为: 在不同的测试方法中, 微观孔径的计算方法也不同, 而且, 电镜的方法所扫描的面积通常非常小, 对图象进行两色化处理时, 往往难以识别较大的孔隙, 其结果难以直接用作定量分析。

(3) 土的实际几何结构是非常复杂的, 本文仅用一种理想化的结构模型显然是太简单了。对于孔径很大的宏观孔隙, 如虫孔、植物根孔等管状孔隙, 式(4)估计难以成立, 需要调整。另外, 孔隙失稳判别式也只能在一定的条件下成立, 当孔径很小时, 颗粒之间的距离很近, 一些短程的物理化学力开始明显发挥作用, 估计式(1)也难成立。从理论上讲, 虽然孔隙可以分布到远小于 $1\mu\text{m}$, 但其变形不再是孔隙失稳所导致的崩塌方式。顺便提一下, 英文中“collapse”的含义可以被翻译成中文的崩塌、湿陷等。J. Fedá^[11] (1995年)认为结构性土“collapse”的微观原因包括: 固体桥链的破坏、土颗粒(或团粒)的破碎、几何结构的转变等。

总之, 黄土的微观结构特性决定了宏观的湿陷应变响应规律。本文是从微观角度认识宏观的塑性变形规律的一次尝试。所考虑的影响因素较少, 还需要很多工作来完善。

参考文献

- [1] 弗雷德隆德 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.
Fredlund D G, Rahardjo H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils[M]. Translated by Chen Zhongxi. Beijing: China Architectural Industrial Press, 1997.
- [2] 徐永福, 刘斯宏, 董平. 粒状土的结构模型[J]. 岩土力学, 2001, 22(3): 366—372.
XU Yong-fu, LIU Si-hong, DONG Ping. Microstructural model for granular soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2001, 22(3): 366—372.
- [3] 沈珠江. 结构性粘土的弹塑性损伤模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 21—28.
SHEN Zhu-jiang. An elastic-plastic damage model for cemented clays[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1993, 15(3): 21—28.
- [4] 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.
SHEN Zhu-jiang. Generalized suction and unified deformation theory for unsaturated soils[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 18(2): 1—9.
- [5] 沈珠江. 结构性粘土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(1): 1—4.
SHEN Zhu-jiang. A masonry model for structured clays[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1996, 21(1): 1—4.
- [6] 苗天德, 刘忠玉, 任九生. 湿陷性黄土的变形机理与本构关系[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4): 383—387.
MIAO Tian-de, LIU Zhong-yu, REN Jiu-sheng. Deformation mechanism and constitutive relation of collapsible loess[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1999, 21(4): 383—387.
- [7] 任九生. 湿陷性黄土力学特性的理论与试验研究[D]. 兰州: 兰州大学, 1995.
REN Jiu-sheng. The theoretical and experimental research on the mechanical characteristic of collapsible loess[D]. Lanzhou: Lanzhou University. 1995.
- [8] 胡再强, 沈珠江, 谢定义. 非饱和黄土的结构性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(6): 775—779.
HU Zai-qiang, SHEN Zhu-jiang, XIE Ding-yi. Research on structural behavior of unsaturated loess[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2000, 19(6): 775—779.
- [9] 张炜. 黄土力学性质试验中的若干问题[J]. 工程勘察, 1995, (3): 6—12.
ZHANG Wei. Some aspects on tests of mechanical property of loess[J]. **Geotechnical Investigation & Surveying**, 1995, (3): 6—12.
- [10] Osipov V I, Sokolov V N. Factors and mechanism of Loess Collapsibility[A]. **Genesis and Properties of Collapsible Soils**[C]. Netherlands: Kluwer Academic Publishers, 1995.
- [11] J Fedá. Mechanisms of collapse of soil structure[A]. **Genesis and Properties of Collapsible Soils**[C]. Netherlands: Kluwer Academic Publishers, 1995.

 会讯

第 5 届全国工程结构安全防护学术会议将于 2005 年 10 月 18~19 日在南京召开

中国力学学会爆炸力学专委会、中国岩石力学与工程学会动力学专委会和中国土木工程学会防护工程学会拟定于 2005 年 10 月在解放军理工大学工程兵工程学院召开“第 5 届全国工程结构安全防护学术会议暨全国强动载作用下介质及结构相互作用学术会议”, 会议将紧扣当今国际发展动态, 围绕介质和结构在强动载作用下的热点和难点问题展开讨论, 已邀请到国内知名的院士、专家学者作专题报告。会议将安排充分的时间进行实质意义上的讨论和交流, 真正办成高效和务实的学术会议。欢迎全国相关学科的专家、学者、科技工作者与工程技术人员踊跃参加会议。

(摘自 中国岩土工程网)