

结构性土体强度的统计损伤模型分析

Model analysis on statistical damage of strength of cemented soil

罗晓辉¹, 白世伟²

(1. 华中科技大学 土木工程与力学学院, 湖北 武汉 430074; 2. 中国科学院 武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071)

关键词: 土体结构性损伤; Weibull 分布; 损伤容限; 可检测性

中图分类号: TU 411.3

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2004)05-0712-03

作者简介: 罗晓辉(1960-), 男, 博士后, 副教授。华中科技大学土木工程与力学学院, 从事岩土力学与岩土工程方面的研究设计工作。

0 引言*

损伤的定义是指材料在达到破坏之前, 其力学性能逐渐劣化的过程。文献[1]的弹塑性损伤模型, 以经典的岩土弹塑性力学原理, 认为结构性土具有明显的初始屈服面。当土体结构处于破坏阶段, 力学性质的劣化导致初始屈服面的改变, 以损伤比的基本假定构筑了损伤演化方程。文献[2]应用损伤比的概念, 对软土地基变形进行了数值分析应用。文献[3]将含有某一加载历史所导致的土体内部单元仍看作是连续、均匀的, 基于不可逆热力学的基本原理及内变量理论建立了土体的损伤演化方程。文献[4]将初始切线模量视为无损伤土体的弹性模量, 给出了土体损伤变量的表达形式。

如果将土体结构性所反映的具有较弱结合力的颗粒或团块间的接触面视为土体中的缺陷, 土体强度的非均匀性则可视作这种缺陷的直观表示。因此可以借用统计岩体力学对缺陷分布的研究^[5]及其岩石统计损伤本构模型的思想^[6], 建立基于强度随机分布特性的土体细观损伤本构模型。

1 基于强度表达的土体损伤变量

结构承载能力极限状态的一个重要思想就是强度达到极限时的结构整体失稳。因此基于强度表达的土体损伤变量定义可以有两种模式: 其一是以土体强度非均匀分布特性的定义; 其二是以土体强度非均匀性的缺陷状态特性定义。

1.1 强度非均匀分布特性的定义模式

将滑动面的整体剪切破坏视为有限个小面积的剪切破坏之组合。根据潜在滑动面上的抗剪强度的概率分布^[7], 当土工结构处于破坏状态, 即 $\tau \leq \tau_f$ 时, 相应的破坏概率 $P_f(\tau \leq \tau_f)$ 描述了当前的土工结构物的破坏程度。因而, 在土体强度破坏状态意义上, 损伤变量就是其相应的破坏概率。

1.2 缺陷状态特性的定义模式

经典土力学将土体在宏观上视为连续介质。但是从细观的角度分析, 土颗粒或团块尺寸的分散性决定了土体为多孔隙介质, 胶结物质以及颗粒形状多样性表现出的咬合作用, 使得土体具有显著的结构性, 并且由于应力水平的差异, 使得土体中存在着类似与岩石中的微小裂纹或裂隙, 例如膨胀土、残积土等。针对土体结构性特点, 将剪切带的形成视为材料的结构强度损伤在加载过程中是连续的。因而假定:

(1) 将剪切带划分为众多小单元。在某一单元强度未被破坏之前, 具有线弹性性质, 其无损伤的弹性模量为初始切线模量。

(2) 将强度破坏视为单元的损伤, 且各单元的损伤假定为一个独立的事件, 与其他单元的状态无关。因而土体中剪切带的形成在宏观上被看成是彼此独立的单元状态总和。

(3) 根据 Lemaitre 的细观损伤定义^[8], 单元面积 S 的损伤变量可定义为局部破坏的面积 S_D 与单元面积 S 之比。从宏观角度而言, 土体中剪切面的损伤变量则可定义为破坏的单元面积之和 S_D ($S_D = \sum S_{Di}$) 与剪切面面积 S 之比, 即 $D = S_D/S$ 。

(4) 设剪切面的平均强度为 σ_0 , 对于某一受损伤单元的当前应力状态变量为 σ 。假定剪切面上单元损伤面积的概率分布 $\Phi(\sigma)$ 为双参数的 Weibull 分布^[9], 剪切面上的损伤单元面积 $S_D = S \Phi(\sigma)$ 。根据假定(3), 得到的损伤变量为

$$D = 1 - \exp\left[-\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (1)$$

式中 m 为 Weibull 分布参数, 由土体的力学性质决定。根据 Mohr-Coulomb 破坏准则, 损伤单元面积 S_D 上的应力状态变量可采用如下的形式表示

$$\sigma = (\sigma_1^* - \sigma_3^*) - \frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi} \cdot \frac{\sigma_1^* + 2\sigma_3^*}{3}, \quad (2)$$

式中 σ_1^* , σ_3^* 分别为使单元体达到破坏状态时的大、小损伤等效应力, c 、 φ 分别为土体的内聚力与内摩擦角。由假定(1)及虎克定律,可得到统计意义的土体强度细观损伤本构模型

$$\sigma_1 - \sigma_3^* = E_1 \varepsilon_1 \exp \left| - \left| \frac{\zeta E_1 \varepsilon_1 + \lambda \sigma_3^*}{\sigma_0} \right|^m \right| + (2\mu - 1) \sigma_3^*, \quad (3)$$

式中 $\zeta = 1 - \beta/3$, $\lambda = 2\mu\zeta - (1 + 2\beta/3)$, $\beta = 6\sin\varphi/(3 - \sin\varphi)$, μ 为泊松比。

1.3 两种定义模式的比较

基于破坏概率所定义的损伤变量是建立在剪切面上分布有平均抗剪强度的假定基础上的。由于平均抗剪强度是土工结构中潜在剪切面上的平均值,而非某一剪切破坏单元的抗剪强度平均值,且任一剪切破坏单元的应力状态不同,使得在整体结构剪切面上的平均抗剪强度失去其统计意义。由式(1)所定义的损伤变量是建立在缺陷破坏基础之上的。一方面,如果结构局部存在物理意义上的缺陷,但由于并非处于主要结构受力部位,缺陷本身的自有强度足以维持其“自稳”状态,那么这种缺陷就是稳定的,这种“稳定”取决于自身的应力状态。另一方面,基于破坏概率的损伤表述所表达的则是将剪切面上的局部强度缺陷在整个剪切面上的平均,从而使得结构整体稳定性被危险的提高了,而式(1)中的平均强度 σ_0 是一个名义上的平均强度,与缺陷当前的应力状态有关。

2 Weibull 分布参数的计算

对式(3)取对数线性化处理,得到如下线性方程

$$Y = mX + b, \\ Y = \ln \left| - \ln \frac{(\sigma_1 - \sigma_3^*) - (2\mu - 1) \sigma_3^*}{E_1 \varepsilon_1} \right|, \\ X = \ln \{ \zeta E_1 \varepsilon_1 + \lambda \sigma_3^* \}, b = \ln \left(\frac{1}{\sigma_0} \right)^m. \quad (4)$$

由于式(3)中含有损伤等效应力,计算时用试验中的实际固结应力 $\sigma_3 = \sigma_3^*$ 近似处理。采用文献[5]的试验资料进行分析, $\mu = 0.31$, $\varphi = 12^\circ$,图2表示了试验与理论分析结果的比较。

采用直线拟合平均强度 σ_0 和 σ_3 的关系为

$$\sigma_0 = K\sigma_3 + \gamma, \quad (5)$$

假定 Weibull 分布参数 m 与平均强度 σ_0 采用如下定义描述它们的相互关系

$$m = K_D \left(\frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{n_D}, \quad (6)$$

式中 P_a 为量纲参数。图1分析的结果为 $K = 1.40$, $\gamma = 225.3 \text{ kPa}$, $K_D = 1.186$, $n_D = -0.3834$ 。

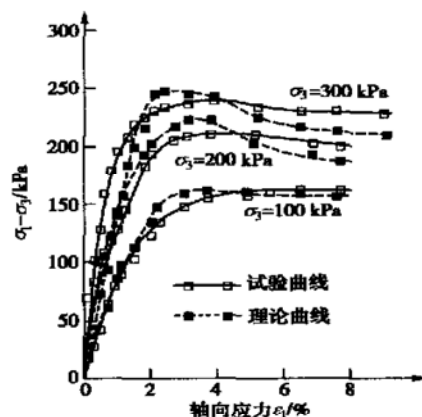


图1 试验与理论曲线的比较

Fig. 1 Comparison between theoretical and test results

从上述计算与分析结果可以反映出如下的特征:

(1) 损伤本构模型可以体现出土体强度破坏后的应变软化过程。

(2) 平均强度 σ_0 是随着固结压力 σ_3 的增加而增加,这与库仑抗剪强度定律反映出的抗剪强度增长规律是一致的。

(3) 由式(1)可见,应力状态变量 σ 为一定值时,损伤变量 D 将随着平均强度 σ_0 的增加而减小。由式(5)可见,当固结压力 $\sigma_3 = 0$ 时,土体的平均强度依然存在,这时平均强度的物理意义是等于与土的无侧限抗压强度。所以平均强度是土体结构性的具体表现。

(4) 从 Weibull 强度分布的概念可知,参数 m 是反映强度分布离散性的指标, m 值越小说明强度分布越均匀。上述分析所体现的是 m 值随着平均强度 σ_0 的增加而减小,表明随着固结压力 σ_3 的增加而减小。

3 计算与分析

适用于数值分析的稳定系数定义主要有以结点位移控制的方法和采用极限承载力与所需承载力之比的方法。但是这些方法并不能得到关于所确定的稳定系数在土工结构中土体材料的破坏程度。文献[4]的定义方法,认为土工结构物的稳定性是与土体内强度达到的破坏程度有密切的关系。土体强度被损伤的程度控制了土体强度的稳定储备,根据损伤容限的概念^[10],稳定系数可以定义为

$$F_s = \frac{1}{D_i}, \quad (7)$$

式中 D_i 为土体强度当前的损伤变量。从设计角度而言,如果稳定系数要求控制在 $F_s \geq 1.3$ 时,则反映了当前土工结构物强度的损伤变量应控制在 $D_i \leq$

0.67 的范围内。当 $D_i > 0.67$ 时, 土工结构物的稳定性就应该进入预警状态, 所以 $D_i > 0.67$ 可以定义为最危险的损伤边界值, 相应的最危险滑动边界就是最危险损伤边界值的等值线。若分别针对边坡坡顶加载、坡脚卸载的边坡稳定性进行分析, 其计算方法是首先计算自重条件下的初始损伤, 然后再计算因为加载或卸载在边坡内所产生的附加损伤, 因此最危险的损伤边界值为初始损伤与附加损伤之和。

为了说明上述稳定系数的分析结果, 假定一个均质土坡作为理论计算例题(计算参数详见文献[4]), 考虑边坡坡顶加载、坡脚卸载两种工况。从图 2 中可以看出, 边坡的初始损伤主要集中在坡脚与坡顶处, 相对而言坡脚处的损伤更为显著。显然这是与坡脚的受压状态密切相关的, 而对于坡顶则源于拉应力的作用。图 3 所反映开挖状态的损伤变量变化, 说明损伤的发展过程是从坡脚开始向坡顶扩展, 构成牵引式的滑动破坏。图 4 说明当位于坡顶加载时, 损伤变量的发展是从边坡上部开始, 出现挤压推移式的滑动破坏。两种破坏形式都较好的反映出其对应的滑动面情况。

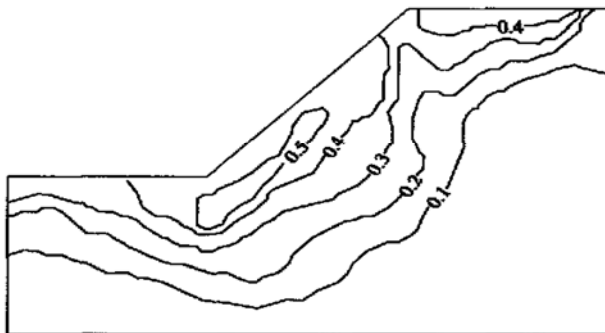


图 2 初始损伤变量等值线

Fig. 2 Contour of initial damage variable

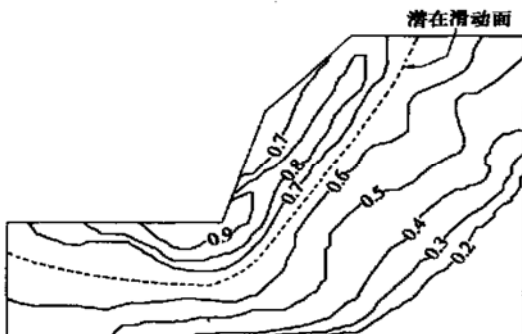


图 3 边坡开挖状态的损伤等值线

Fig. 3 Contour of damage variable at the state of excavation

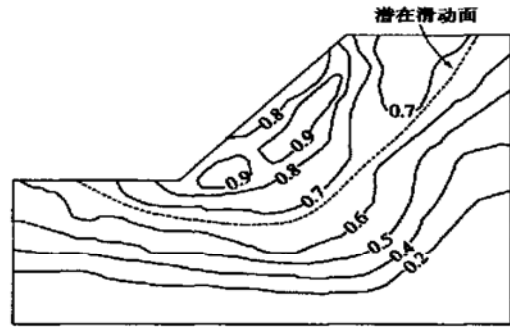


图 4 边坡加载状态的损伤等值线

Fig. 4 Contour of damage variable in the state of loading

采用土体强度非均匀分布特性的定义与土体结构的缺陷状态特性的定义这两种表示方法。

(2) 将强度非均匀性表示为土体的缺陷状态特性, 采用双参数的 Weibull 概率模型描述这种强度缺陷的分布状态。通过模型参数与缺陷当前应力状态的关系确定 Weibull 分布参数。

(3) 稳定系数是采用材料强度表达的, 因此土体结构的稳定系数可采用可检测的损伤变量定义。

(4) 理想均质边坡的开挖与坡顶加载计算结果表明, 由损伤变量所定义的稳定系数的发展过程, 可以较好的反映边坡的失稳机理。

参考文献:

- [1] 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.
- [2] 施建勇, 等. 考虑损伤的软土地基变形分析[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2): 2-5.
- [3] 孙红, 赵锡宏. 软土的弹塑性各向异性损伤分析[J]. 岩土力学, 1999, 20(3): 7-12.
- [4] 罗晓辉, 邹金林. 土工结构物的稳定性数值分析[J]. 岩土力学, 2001, 22(2): 148-151.
- [5] Krajcinovic D, Silva M A G. Statistical aspects of the continuous damage theory[J]. Int J Solids Structure, 1982, 18(7): 551-562.
- [6] 曹文贵, 等. 岩石软化统计本构模型之研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(6): 628-633.
- [7] 华东水利学院土力学教研室. 土工原理与计算(下册)[M]. 北京: 水利出版社, 1981.
- [8] Lemaitre J. How to use damage mechanics[J]. Nuclear Engineering and Design, 1984, 80: 233-245.
- [9] 陶振宇, 朱焕春, 高延法, 李广平. 岩石力学的地质与物理基础[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 1996.
- [10] 郭万林, 邵忍平, 冯谦. 结构损伤监测的研究现状与展望[J]. 振动、测试与诊断, 2003, 23(2): 79-85.

4 结 论

(1) 由于土体结构的非均匀性, 土体强度损伤可