

土工合成材料加筋砂土的破坏模式和强度理论

陈永辉¹ 夏 波² 汪江波³

(1.河海大学岩土工程研究所,江苏 南京 210098;2.金华市建筑工程有限公司,浙江 金华 322100;
3.温州市高速公路指挥部,浙江 温州 325200)

摘要 土工合成材料加筋复合土体的破坏是一种多模式的破坏,破坏形式分为 3 类:筋材断裂型破坏、摩擦型破坏和变形过大型破坏,对于不同的破坏类型应采用不同的强度理论来模拟,应用摩擦等效附加应力的概念和摩尔-库仑理论分析了三轴加筋试样和平面应变条件下加筋复合体的几种破坏类型和相应的强度计算公式,近似地给出了加筋复合体的强度参数,并提供了根据围压的大小来判别破坏类型的方法,这些强度计算公式能够比较完整地模拟加筋复合土体的强度特性,可用于加筋结构的设计计算之中。

关键词 土工合成材料;加筋复合土体;强度理论

中图分类号:TU472 文献标识码:A 文章编号:1000-198X(2002)06-0120-04

目前土工合成材料(土工织物或土工格栅)加筋的方法在各种工程中得到了广泛应用,有一种加筋结构分析方法是加筋体和附近的土体(一般为砂或碎石等粗粒土)作为一种复合材料(加筋复合土体)来进行分析计算,即复合分析方法。在应用复合分析方法或者进行加筋复合土体试验分析以及研究加筋机理时,往往需要判断复合土体是否达到极限状态,了解复合土体强度指标的大小,因此有必要分析土体加筋后强度的变化情况。而目前大多加筋复合体的强度理论只能模拟筋材发生断裂破坏时的情况,得出的结论一般是加筋土与未加筋土的摩尔-库仑破坏线是平行的,只增加了一个粘聚力(似粘聚力)而已,这符合个别围压下的实验结果,但在有些情况下是不准确的。由于加筋复合体是一个各向异性体,若尺寸、形状以及受力方式不同,其强度特性、破坏形式也就不同,因此其强度理论并不是单一的模式,完整的强度破坏模型应能包括多种破坏情况,即应该是一个多模式的强度准则。因此,本文对加筋复合土体单元作多模式的破坏强度研究,考虑几种可能发生的破坏情况,提供一个相对比较完整的强度理论,从而有助于加筋结构的研究分析。

1 破坏类型和强度理论概述

一般来说,一个加筋复合体单元达到极限破坏状态时,可以认为有 3 种破坏类型:(a)筋材发生断裂,砂土与复合体立即达到破坏状态,可称之为断裂型破坏;(b)筋材与土体完全相互错动或者说筋材从土体中拔出,不能与土体相互协调变形,并且土体达到极限状态,可称之为摩擦型破坏;(c)虽然筋材未发生断裂也未与土体发生错动,即还能与土体协调变形,但是土体本身变形过大超过容许变形(或者说土体达到了受力极限)而发生破坏,可称之为变形过大型(或功能失效型)破坏。

复合体单元究竟发生哪一种类型的破坏,这与土体、筋材本身的力学特性和相互结合情况以及所受的外力有关,对不同的加筋复合体应作具体的分析。

对于未加筋土,根据摩尔-库仑强度理论,若不考虑中主应力的影响,三轴试样或平面应变条件下极限情况下均有

$$\begin{aligned}\sigma_{1f} &= \sigma_3 K_p + 2c \sqrt{K_p} \\ K_p &= \tan^2(45^\circ + \varphi/2)\end{aligned}$$

式中: c, φ ——土体的强度参数; K_p ——被动土压力系数.

当土体中含有加筋材料时,其强度特性将发生变化.加筋复合体受到外力变形时,由于土体的变形模量远小于加筋材料,土体将比加筋材料发生更大的变形趋势,这时加筋材料会通过土体施加摩擦力(或静摩擦力)来限制土体过分变形,为了分析方便,采用摩擦等效附加应力来代替土与加筋材料之间的相互摩擦力,就是把加筋材料提供给土体的摩擦力(变形协调情况下为静摩擦力,本文统称为摩擦力)等效为外力给予土体的侧向应力或围压,这个侧向应力称之为摩擦等效附加应力,记为 σ_{adsf} (i 为应力方向,如“ x ”;“ y ”或“ 3 ”等).摩擦等效附加应力的求解比较复杂,它与众多因素有关^[1].但如果所研究的加筋复合体单元中只有一层加筋材料时,极限状态下筋材提供给土体的摩擦等效附加应力

$$\sigma_{adsf} = \frac{T_u}{s} + \frac{t}{s}\sigma_3$$

式中: T_u ——复合体极限状态下筋材所受到的单宽拉力; s, t ——复合体单元中土体的厚度和筋材(如土工织物)的厚度.因此当土体加筋后,复合体中的砂土除了受到外力作用外,还受到筋材对它的摩擦等效附加应力的作用.可以认为复合体达到极限状态时复合体中的土体也已达极限状态,于是复合体或其中土体的强度准则可表示为

$$\sigma_{1f} = (\sigma_3 + \sigma_{adsf})K_p + 2c\sqrt{K_p} = \left(\sigma_3 + \frac{T_u}{s} + \frac{t}{s}\sigma_3\right)K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (1)$$

式(1)表明如果求得 T_u 就可以得到加筋复合体的强度准则.下面以单层土工织物加筋砂土三轴试样或平面应变试样,圆形或方形土工织物放置在试样的中部为例,分 3 种破坏情况分析这个强度准则,其结果可以推广到其它加筋材料的研究中.

2 加筋复合体的强度理论

2.1 断裂型破坏

对于断裂型破坏情况,复合体达到极限状态的瞬间,筋材受到的拉力 $T_u = T_f$, T_f 为筋材的单宽抗拉强度.若不考虑中主应力的影响,三轴试样或平面应变条件下将这个单宽抗拉强度代入式(1)均可得

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 K_p + 2c\sqrt{K_p} + \left(\frac{T_f}{s} + \frac{t}{s}\sigma_3\right)K_p \quad (2)$$

在单层土工织物加筋(或加筋层数不多)情况下, $\frac{t}{s}\sigma_3 \ll \frac{T_f}{s}$, 因此, $\frac{t}{s}\sigma_3$ 可忽略不计,这时式(2)可整理为

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 K_p + 2\left[c + \frac{T_f}{s} \frac{\sqrt{K_p}}{2}\right]\sqrt{K_p} \quad (3)$$

式(3)与未加筋土体的莫尔-库仑强度理论相比易知,在极限状态下土工织物的加筋作用可以近似认为相当于增加了一个粘聚力,而内摩擦角不变,这粘聚力增量为

$$\Delta c = \frac{T_f}{2s}\sqrt{K_p}$$

2.2 摩擦型破坏

当试样发生摩擦型破坏时,在极限情况下可认为土与筋材接触面上的摩擦力得到充分发挥且处处相等,各点的剪应力大小均为

$$\tau = \sigma_{1f} \cdot f$$

式中 f 为土-筋材之间的摩擦系数.对常规三轴试样来说,加筋之后由于土工织物的约束作用,试样往往发生径向鼓状型破坏,破坏时试样中部小,上下两部分分别成鼓状,剪应力为辐射状分布,通过积分易求得此时土工织物中心直径处受到的单宽拉力^[2]

$$T_u = \sigma_{1f} \cdot fD/2$$

式中 D 为试样或筋材的直径.代入式(1)可得三轴土体试样加筋后发生摩擦型破坏的情况下,竖向极限荷载

$$\sigma_{1f} = \frac{\left(1 + \frac{t}{s}\right)}{1 - \frac{fD}{2s}K_p} K_p \sigma_3 + \frac{2c\sqrt{K_p}}{1 - \frac{fD}{2s}K_p} \quad (4)$$

忽略土工织物厚度,在加筋砂土的情况时,即 $(t/s)\sigma_3 \approx 0, c \approx 0$,可将式(4)近似为

$$\sigma_3 = \left(K_a - \frac{fD}{2s} \right) \sigma_{1f} \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

式中 K_a 为土体主动土压力系数.此式与未加筋砂土比较,可以看到砂土加筋后若发生摩擦型破坏,粘聚力几乎不变,而内摩擦角将增大,其内摩擦角

$$\varphi_c = \frac{\pi}{2} - 2\arctan \sqrt{K_a - \frac{fD}{2s}}$$

如果是平面应变条件,复合单元体中部土工织物所受的单宽拉力为 $\sigma_{1f}Lf$, L 为单元的长度.代入式(1)可以得到在极限情况下

$$\sigma_{1f} = \frac{1 + \frac{t}{s}}{1 - \frac{fL}{s}K_p} K_p \sigma_3 + \frac{2c\sqrt{K_p}}{1 - \frac{fL}{s}K_p} \quad (5)$$

同样在平面应变条件下,加筋复合砂土其粘聚力不变,而内摩擦角

$$\varphi_c = \frac{\pi}{2} - 2\arctan \sqrt{K_a - \frac{fL}{s}}$$

2.3 变形过大型破坏

当土体的侧向容许应变小于加筋材料的极限应变时,就有可能发生变形过大型破坏.此时复合土体中的土体已发生破坏,从而导致整个复合土体不能承受更大的荷载.发生此种类型破坏时,筋材应未发生断裂,也未与土体发生完全错动,否则就归入前两种破坏.因此在极限情况下筋材仍与土体协调变形,筋材的拉伸应变 ε_g 等于土体的侧向容许应变 ε_{3a} ,复合体在极限状态时筋材受到的单宽拉力

$$T_u = \varepsilon_g E_g = \varepsilon_{3a} E_g = \mu_s \varepsilon_{1a} E_g \quad (6)$$

式中: E_g ——筋材的拉伸模量; ε_{1a} ——土体的竖向容许应变; μ_s ——土体的泊松比.土体的侧向或竖向容许应变可以通过未加筋土体的试验来获得.

将式(6)代入式(1),可得三轴受力条件或平面应变条件下加筋复合体发生变形过大型破坏时竖向极限荷载

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 K_p + \frac{E_g \varepsilon_{3a}}{s} K_p + \frac{t}{s} \sigma_3 K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (7)$$

当 $(t/s)\sigma_3$ 可忽略不计时,式(7)可整理为

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 K_p + 2 \left[c + \frac{E_g \varepsilon_{3a}}{s} \sqrt{K_p} \right] \sqrt{K_p} \quad (8)$$

式(8)与未加筋土体的强度准则相比易知,如果近似认为土体的容许应变与应力无关时,在极限状态下土工织物的作用可以认为相当于增加了一个粘聚力,而内摩擦角不变.这粘聚力增量

$$\Delta c = \frac{E_g \varepsilon_{3a}}{2s} \sqrt{K_p}$$

2.4 三种破坏类型的判别

对于上述3种破坏类型,实际情况究竟发生的是哪一种破坏,可用排除法进行.首先排除摩擦型破坏或断裂型破坏两种类型中的一种.极限情况下,若单宽拉力 $T_u < T_f$,筋材不会被拉断,不可能发生断裂型破坏;若 $T_u \geq T_f$,筋材事先就会被拉断,不会发生摩擦型破坏.两种破坏的临界情况应是 $T_u = T_f$.因此使得单宽拉力达到其单宽极限强度的最小竖向主应力为

$$\text{三轴条件} \quad \sigma_1 = \sigma_{10} = \frac{2T_f}{fD} \quad \text{或平面应变} \quad \sigma_1 = \sigma_{10} = \frac{T_f}{fL} \quad (9)$$

显然,当极限竖向主应力超过 σ_{10} 时,不可能是摩擦型破坏,否则不可能是断裂型破坏.若 σ_{1f} 事先未知,知道的是 σ_3 ,也可通过 σ_3 来判断.将式(9)代入式(4)或(5)均可得到

$$\sigma_{30} = \frac{\frac{2T_f}{fD} - 2c\sqrt{K_p}}{\left(1 + \frac{t}{s}\right)K_p} - \frac{T_f}{s+t} \quad \text{或} \quad \sigma_{30} = \frac{\frac{T_f}{fL} \left(K_a - \frac{fL}{s} \right) - 2c\sqrt{K_a}}{1 + \frac{t}{s}}$$

σ_{30} 为两种破坏类型的临界围压, 当 $\sigma_3 < \sigma_{30}$ 时, 试样将不可能发生断裂型破坏, 当 $\sigma_3 > \sigma_{30}$ 时, 试样不可能发生摩擦型破坏. 当排除了上述一种破坏类型后, 剩下的一种再与变形过大型破坏比较. 如果剩下的是断裂型破坏, 这时比较单宽拉力, 当 $T_u = \epsilon_{3a} E_g > T_f$ 时, 发生的是断裂型破坏; 当 $T_u = \epsilon_{3a} E_g < T_f$ 时, 发生的是变形过大型破坏.

如果剩下的是摩擦型与变形过大型破坏比较, 易知这两种破坏类型的临界情况下筋材的拉力

$$T_u = \frac{1}{2} \sigma_{10} fD = \epsilon_{3a} E_g$$

因此

$$\sigma_{10} = \frac{2E_g \epsilon_{3a}}{fD}$$

若 σ_{10} 未知, 可通过 σ_3 判断, 将此 σ_{10} 代入式 (4) 或 (5) 或 (7) 可得两种类型的临界围压:

$$\text{三轴条件 } \sigma_{30} = \frac{\left(\frac{2}{fD} - \frac{1}{s}\right) E_g \epsilon_{3a} - 2c \sqrt{K_p}}{\left(1 + \frac{t}{s}\right) K_p} \quad \text{或平面应变 } \sigma_{30} = \frac{\frac{T_f}{fL} \left(K_a - \frac{fL}{s}\right) - 2c \sqrt{K_a}}{1 + \frac{t}{s}}$$

当 $\sigma_3 > \sigma_{30}$ 时, 试样发生变形过大型破坏; 而当 $\sigma_3 < \sigma_{30}$ 时, 试样发生摩擦型破坏.

参考文献:

- [1] 陈永辉. 土工织物加筋堤坝地基的计算理论和方法研究[D]. 南京: 河海大学, 2000.
[2] 吴雄志, 赵乃茹. 加筋土强度模型与应力-应变特性研究[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(增): 80~87.

Failure modes and strength theory for reinforced geosynthetic sand

CHEN Yong-hui¹, XIA Bo², WANG Jiang-bo³

- (1. Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China;
2. Jinhua construction Engineering Ltd. Co., Jinhua 322100, China;
3. Wenzhou Expressway Construction Management Office, Wenzhou 325200, China)

Abstract: The failures of the reinforced geosynthetic sand can be divided into three types, i. e. the fracture induced-failure, the friction induced-failure, and the over deformation induced-failure. It is considered that different strength theories should be adopted for simulation of different types of failures. Based on the concept of friction-induced equivalent additional stress and the Mohr-Coulomb Theory, an analysis is made of triaxial reinforced samples, and their failure types and corresponding formulas for strength calculation under plane strain. By the formulas, the strength parameters of the reinforced sand are approximatively obtained, and a method is given for determination of the failure type according to the value of confining pressure. The strength calculating formulas can simulate the strength characteristics of the reinforced sand, and can be used for design and calculation of reinforced structures.

Key words: geosynthetic material; reinforced composite soil; strength theory