

边坡失稳机理的力学解释

戴自航¹, 卢才金²

(1. 福州大学土木工程学院岩土工程研究所, 福建 福州 350002; 2. 福建省交通规划设计院, 福建 福州 350004)

摘要: 从力学意义上对岩土体屈服破坏行为进行了分析, 指出了摩尔-库仑剪切屈服准则在边坡稳定分析中存在的问题, 分别采用摩尔-库仑屈服准则和张拉-剪切复合屈服准则对边坡内部最危险滑动面的形成机理进行了直观的解释, 并以强度折减有限元法的实例分析进行了验证。大量滑坡事故现场踏勘和勘察表明, 滑动面的实际情况常与张拉-剪切复合屈服准则的理论分析结果相吻合。

关键词: 屈服准则; 边坡稳定; 最危险滑动面; 形成机理; 强度折减有限元法

中图分类号: TU457 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2006)10-1191-07

作者简介: 戴自航(1966-), 男, 湖南长沙人, 博士后, 教授, 从事边坡稳定分析、滑坡治理、建筑基础、深基坑支护等岩土工程方面的教学和研究工作。

Mechanical explanations on mechanism of slope stability

DAI Zi-hang¹, LU Cai-jin²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China; 2. Fujian Design Institute of Communication, Fuzhou 350004, China)

Abstract: Yield and failure behaviors of rock and soil masses were analyzed from the mechanical meanings. Some problems were pointed out when slope stability was analyzed with Mohr-Coulomb's failure criterion. The intuitionistic explanations of the mechanism for formation of critical slip surfaces in slopes were given by adopting Mohr-Coulomb's failure criterion and tension-shear composite failure criterion respectively. Several examples were given by using strength reduction finite element method. It was shown by field examinations and reconnaissance of many landslides that the practical slip surfaces could be explained by using tension-shear composite failure criterion.

Key words: yield criterion; slope stability; critical slip surface; formation mechanism; strength reduction finite element method

0 引言

实际工程中, 大多数岩土体承受压应力, 且其内部各点常处于三向受压应力状态, 如一般建筑基础下的地基、较为平坦的半无限地面下的岩土体等。在压应力作用下, 岩土体的破坏形式通常都是剪切破坏^[1], 这已是人们的共识, 因此, 迄今, 能较好拟合试验结果的 Mohr-Coulomb (以下简称 M-C) 屈服破坏准则仍被广泛应用于岩土工程问题的分析中。事实上, 岩土力学中边坡稳定、土压力和地基承载力这三大经典问题都直接或间接地应用了 M-C 剪切屈服准则。在边坡稳定分析中, 现行各种极限平衡法、塑性极限分析法、有限单元法等实质上均以岩土体内部是否沿滑动面发生整体 M-C 剪切破坏为判据。

然而, 理论分析、数值计算和工程实践均表明^[2], 边坡在接近失稳时, 其后缘自地表往下一定深度范围的岩土体常会受拉应力作用, 而土体或岩体一般不能或只能承受很小的拉应力, 故常见一些拉力裂缝, 因

此, 应以受拉屈服破坏来描述此部分岩土体的屈服破坏行为。现今单一的 M-C 准则实际上把此部分岩土体的受拉破坏仍视为剪切(拉伸剪切)破坏来分析, 这就有偏于其实际屈服破坏机理。严格说来, 更合理的岩土体的强度破坏准则, 应有衡量拉伸破坏和剪切破坏的标准, 即应以能描述这两种破坏行为的张拉-剪切复合屈服准则来进行边坡稳定分析。

此外, 鉴于目前国内外土力学教程中主要介绍的各种极限平衡法^[3], 如瑞典圆弧法、Bishop 法、Janbu 法、Sarma 法、Spencer 法、Morgenstern-Price 法等虽然均依赖于 M-C 屈服破坏准则, 但各种方法对滑动面的形成机理并未给出直观的描述, 不便于人们对边坡失稳问题的透彻理解。本文试图从边坡岩土体内部应力分析的角度, 分别采用现行单一 M-C 屈服准则和上

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50678038); 福建省自然科学基金资助项目(D0410012); 福州大学科技发展基金资助项目(2005-XQ-07)

收稿日期: 2005-07-22

述复合屈服准则从力学角度对边坡的失稳机理进行直观解释，并以滑坡工程的现场考察和强度折减有限单元法分析实例进行验证。

1 用 M-C 屈服准则解释边坡失稳机理

按 M-C 屈服准则，对于具有内摩擦的岩土材料来说，其受压或受拉时常沿某斜截面发生剪切破坏，若试样岩土均匀，且试验中能保证试件内的应力、应变均匀分布，则试件内将会出现图 1 所示两组完全对称的破裂面。无数试验表明，在基本满足上述条件下，岩石或部分土的实际试验与理论破裂面是基本吻合。

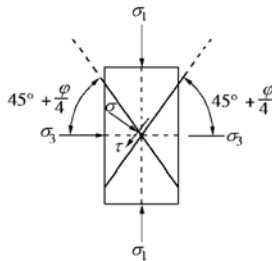


图 1 岩土试样的破裂面

Fig. 1 The failure planes in rock or soil samples

根据常规三轴剪切试验($\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$)条件，在 σ, τ 坐标系中绘出大摩尔圆如图 2 所示，此摩尔圆圆周上任意一点的坐标代表作用在岩土试样中某一斜截面上的法向正应力和切向剪应力，图中 D 点为摩尔圆顶点，其应力状态与大主应力平面成 45° 斜截面相对应，显然在此 45° 斜截面上有最大剪应力，即

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = -\tau_2 \quad (1)$$

若对于无内摩擦的金属材料、玻璃等，其剪切破坏面即为有最大剪应力的 45° 斜截面。除非内摩擦角为 0 的纯粘性土，一般岩土材料的剪切破坏面并非沿有最大剪应力的 45° 斜截面，而是沿与图 2 中 B 点应力状态相对应的斜截面，即 $2\alpha = 90^\circ + \varphi$ ， $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$ 的斜截面，亦如图 1 所示。该斜截面上的法向正应力和切向剪应力由图 2 的几何关系不难导出

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (2)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (3)$$

由于 $2\alpha = 90^\circ + \varphi$ ，故

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi \quad (4)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \varphi \quad (5)$$

试验过程中采用不同的试验方法、加载或卸载方

式、排水与不排水条件及随试样应力历史不同，试样中该斜截面上的应力状态变化过程是不同的，即沿不同的应力路径发生变化^[4]，但只要当由式 (4) 和式 (5) 计算所得该斜截面上的法向正应力和切向剪应力满足库仑强度破坏包线方程（屈服准则）的总应力或有效应力形式

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (6a)$$

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (6b)$$

或满足主应力形式的 M-C 破坏包线方程

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi \quad (7a)$$

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2c' \cos \varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' \quad (7b)$$

时，岩土试样就会沿该斜截面发生剪切破坏。显然，M-C 准则未考虑中主应力 σ_2 对屈服与破坏的影响。

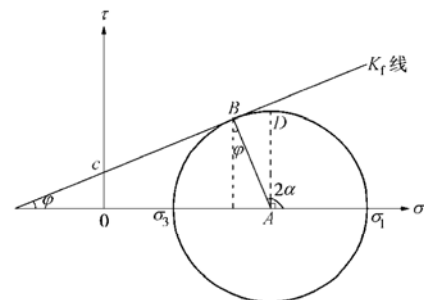


图 2 摩尔-库仑破坏包线

Fig. 2 Mohr-Coulomb's failure envelope

工程中所涉及的土体在漫长的沉积或人为挖、填过程中，其应力变化历史或路径是很复杂的，实际上很难真实了解，目前，实验室（常在普通三轴仪上试验）所描述的应力路径都只是实际情况的各种近似。边坡内部某点因加载（如堆填等）或卸载（如挖方等）过程、排水畅通或排水不畅等原因，其曾经历的应力路径可能是很复杂的，然而，可以肯定的是，无论其所经历的路径如何，只要作用在过该点单元体内与大主应力平面夹角为 $45^\circ + \varphi/2$ 斜截面上的应力达到相应 M-C 破坏包线上的应力状态时，该点就会发生剪切破坏。当边坡内部最危险滑动面上各点的应力状态均达到破坏包线时，就会出现整体失稳，即发生滑坡。

2 用张拉-剪切复合屈服准则解释边坡失稳机理

考虑岩土材料受拉屈服特性，张拉-剪切复合屈服准则可表述为

$$\begin{cases} \sigma_3 = \sigma_t \\ \sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi \end{cases} \quad (8a)$$

式中， σ_t 为三轴抗拉强度，对于无黏性土其值为零，对于黏性土和岩石或岩体其值由三轴拉伸等试验^[5]确定，按国内岩土力学习惯以压为正时， σ_t 则为负。

或

$$\begin{cases} \sigma_3 = 0 (\text{土体}) \text{ 或 } \sigma_t (\text{岩体抗拉强度, 其值为负}), \\ \sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3, \end{cases} \quad (8b)$$

其有效应力形式为

$$\begin{cases} \sigma'_3 = 0 (\text{土体}) \text{ 或 } \sigma'_t (\text{岩体有效抗拉强度}), \\ \sigma'_1 = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} + \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_3. \end{cases} \quad (8c)$$

从 Bishop 用伦敦粘土在三轴仪上做排水抗拉试验的结果显示^[5], 在小侧压力范围即 $\sigma_1 = \sigma_2 = 21 \sim 70$ kPa (与边坡浅表层应力范围较接近), 其抗拉强度 $\sigma_3 = \sigma_t = -27 \sim -34$ kPa, 变化甚微, 且受拉破坏强度远小于其受压时的剪切破坏强度。因此, 只要小主应力等于岩土体的抗拉强度, 则岩土体就会因受拉而发生脆性破坏, 破裂面平行于张拉应力作用平面。因而, 在计算分析岩土体破坏机理时, 首先应用拉伸破坏准则判断岩土体内部某点的单元体 (代表该点) 是否会发生受拉破坏, 如果是, 则按受拉破坏处理, 否则, 再用 M-C 准则判断是否会发生剪切破坏。由于实际工程天然土坡浅表层常为残积土、坡积或冲、洪积土、碎石土、杂填土等较为松散土层, 其抗拉强度极低, 若为安全起见, 可视为不能承受拉应力的材料, 即 $\sigma_3 = \sigma_t = 0$, 这样, 对于抗剪强度指标为 c 、 φ 的天然土, 其有效 M-C 剪切破坏包线起点是从 τ 轴以右某点 i 开始, 下文将给出有效 M-C 剪切破坏包线起始点坐标的推导, 为便于表达, 推导中仅给出总应力形式, 读者不难列出对应的有效应力形式。

在常规三轴压缩试验中, 假设 $\sigma_3 = \sigma_2 = 0$, 逐渐增大 σ_1 , 只至发生剪切破坏, 即使应力摩尔圆与 M-C 破坏包线相切, 此切点坐标值为 $45^\circ + \varphi/2$ 破坏面上的法向正应力和切向剪应力。由式 (4) 和式 (5) 可得

$$\sigma_{if} = \frac{\sigma_1}{2}(1 - \sin \varphi), \quad (9)$$

$$\tau_{if} = \frac{\sigma_1}{2} \cos \varphi. \quad (10)$$

此时, 由 M-C 屈服准则的主应力表达式(7a), 可得

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (11)$$

将上式代入式 (9) 和式 (10), 即可得到不能受拉的土体材料破坏包线的起点 i 的坐标为

$$\begin{cases} \sigma_{if} = c \cos \varphi, \\ \tau_{if} = c(1 + \sin \varphi). \end{cases} \quad (12)$$

如图 3 所示, 有效摩尔 - 库仑剪切破坏包线 (K_f 线) 为起点为 $i(\sigma_{if}, \tau_{if})$ 的斜直线。 Oi 为此试验过程的总应力路径^[6]。

一般天然土试样, 无论是三轴排水剪, 还是不排水剪, 其有效破坏包线也形如图 3 所示。

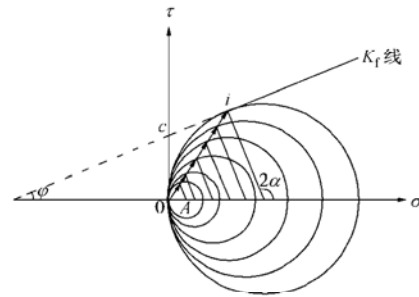


图 3 不抗拉土体材料的三轴压缩剪切有效破坏包线
Fig. 3 Valid failure envelope of non-resistance tension soil in tri-axial test

岩石或岩体, 常能承受一定拉应力, 设其抗拉强度为 σ_t (为负), 由式 (8b) 得知, 当 $\sigma_3 = \sigma_t$ 且

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_t$$

时, 对应为岩石或岩体的有效三轴压缩剪切试验的破坏包线的起点, 将其代入式 (4) 和式 (5) 不难推导出 $\sigma - \tau$ 坐标系中 M-C 破坏包线起始点 i 的坐标为

$$\begin{cases} \sigma_{if} = c \cos \varphi + (1 + \sin \varphi) \sigma_t, \\ \tau_{if} = c(1 + \sin \varphi) + \frac{\sin 2\varphi}{2(1 - \sin \varphi)} \sigma_t, \end{cases} \quad (13)$$

显然, 式 (12) 是式 (13) 中 $\sigma_t = 0$ 时的特例。若计及粘性土或天然土的微小抗拉能力, 则其三轴压缩剪切有效破坏包线亦形如图 4 所示。

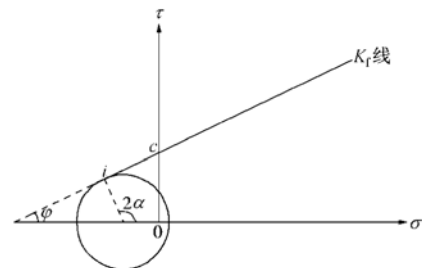


图 4 岩石的三轴压缩剪切有效破坏包线
Fig. 4 Failure envelope of rock in tri-axial test

对于室内正常固结粘性土和无粘性土试样, 无论是三轴排水剪, 还是不排水剪, 其破坏包线为起点为原点的直线, 如图 5 所示, 且正常固结粘性土的粘聚强度隐含在摩擦强度内。

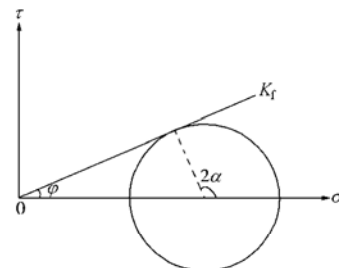


图 5 正常固结粘性土和无粘性土三轴压缩剪切破坏包线
Fig. 5 Failure envelope of normal consolidated soil and non-cohesive soil in tri-axial test

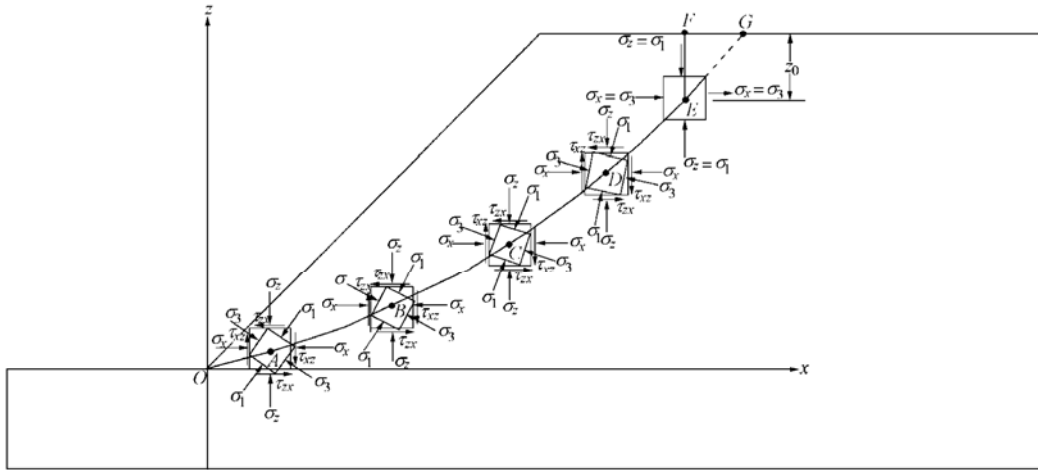


图 6 均质土坡圆弧滑动面和张拉面形成机理

Fig. 6 Formation mechanism of circular sliding surface and tension crack in uniform soil slope

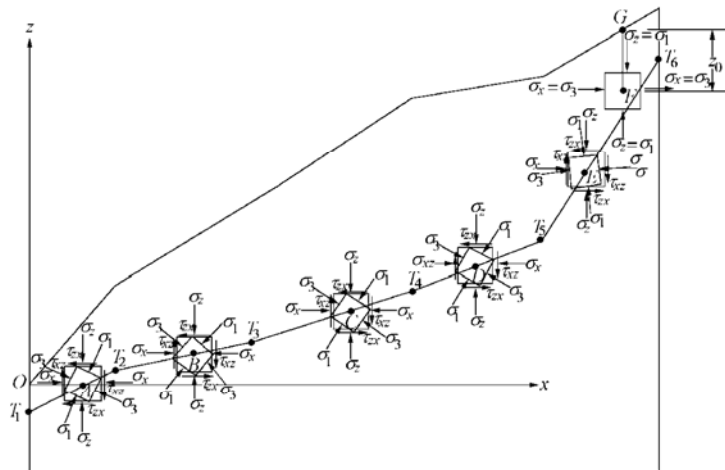


图 7 折线滑动面和张拉面形成机理

Fig. 7 Formation mechanism of broken line slip surface with turning points and tension crack

根据张拉 - 剪切复合屈服准则, 理论上, 边坡整体失稳时, 其最危险滑动面应是由张拉破坏面和剪切破坏面组合而成的复合滑动面。

3 边坡内部最危险滑动面的形成机理

通常, 边坡稳定问题可近似按平面应变问题来分析, 将岩土体视为弹塑性材料采用有限元数值分析方法求解出结点位移后, 可由几何方程求出应变

$$\varepsilon = [\varepsilon_x \quad \varepsilon_z \quad 0 \quad \gamma_{xz}]^T, \quad (14)$$

由本构方程求出应力

$$\sigma = [\sigma_x \quad \sigma_z \quad \sigma_y \quad \tau_{xz}]^T. \quad (15)$$

进而按以下两式

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}, \quad (16)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}, \quad (17)$$

求得大小主应力。且大小主应力与 x 轴的夹角可分别按以下两式求得

$$\tan \alpha_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{\tau_{xz}}, \quad (18)$$

$$\tan \alpha_3 = -\frac{\tau_{xz}}{\sigma_1 - \sigma_x}. \quad (19)$$

由边坡内各分析点处取单元体, 再按式 (2) 和式 (3) 或式 (4) 和式 (5) 计算所得破坏面上的法向正应力和切向剪应力, 当满足屈服准则表达式 (6a) 或大小主应力满足屈服表达式 (7a) 时, 则分析点处已发生了剪切破坏。众所周知, 若按单一的 M-C 屈服准则, 对于简单的均质土坡, 无论是采用极限平衡搜索算法或是强度折减有限单元法, 均可得到近似圆弧的最危险滑动面, 如图 6 中 \overline{OABCDG} 所示。

若在滑动面上不同点处取出单元体分析其平面应力 (σ_y 不影响 σ_1 和 σ_3 的确定) 状态, 即可发现主应力轴与迪卡尔直角坐标系的坐标轴的夹角随位置不同而发生偏转, 或者说, 主应力轴或主平面随位置不同而发生偏转, 边坡在出现整体失稳时, 最危险滑动面上各点均进入了剪切屈服状态, 即滑动面上各点处的切线与各点大主平面的夹角均为 $45^\circ + \varphi/2$ 。然而, 从图 6 可见, 最危险滑动面上从下至上, 主应力轴与迪卡尔坐标轴的偏转角逐渐减小, 达 E 点时二者重合, 且小主应力由压应力变为零或拉应力。因此, 按张拉 - 剪切复合屈服准则, E 点以上岩土体不再是发生剪切破坏, 而是发生受拉破坏, 出现与小主平面 (竖直面) 平行的张拉破裂面, 张拉裂缝的深度 z_0 为上部土体的自立高度, 与承受主动土压力的挡土墙后张拉裂缝深度基本一致, 可按式确定^[1]

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}, \quad (20a)$$

或
$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (20b)$$

因此, 严格说来, 简单边坡的最危险滑动面为图 6 所示由近乎直立张拉破坏段 FE 和近似圆弧的剪切破坏段 OABCDE 构成的一复合滑动面。

图 7 表示了某均质土边坡沿下伏折线形基岩面失稳破坏的机理, 采用剪切 - 张拉复合破坏准则判断, 该边坡失稳时沿折线滑面 $T_1T_2T_3T_4T_5F$ 发生剪切破坏和张拉面 GF 发生张拉破坏。因滑动面处土体的抗剪强度相同, 则各处剪切破裂面与大主平面的夹角恒为 $45^\circ + \varphi/2$, 但由于各段滑裂面的倾角不同, 因而主应力轴或主平面也发生偏转, 不过同一折线上各点对应主应力轴或主平面相互平行。而张拉破裂面仍是直立的, 关于这一点可从大量实际滑坡的后壁观察得到证实, 如图 8 为福建省某高速公路滑坡体后缘, 可见, 其后壁为基本直立的张拉破坏面。

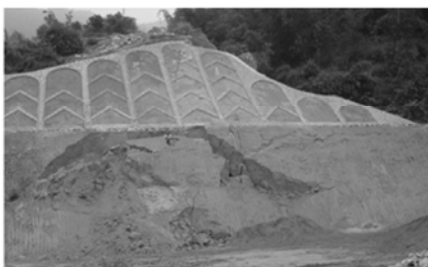


图 8 福建省某高速公路滑坡体后缘

Fig. 8 The back of the landslide on a freeway in Fujian

对于成层土质边坡, 失稳时剪切滑动面与各段大主应力平面的夹角分别为 $45^\circ + \varphi/2$ (φ_i 为滑面穿越第 i 土层的内摩擦角), 按剪切屈服破坏准则, 主应力

轴和主平面各处均会发生不同角度的偏转, 一般不会平行, 因而剪切滑动面为不规则的曲面。

上述一些理论分析的结果, 不仅可由实际滑坡工程得到证实, 还可从有限元数值分析结果得到验证。

4 边坡失稳机理强度折减有限元分析算例

先以文献[7]介绍的某简单边坡为例, 将土体视为理想弹塑性体, 利用简化 M-C 等面积圆屈服准则^[8](近似代替 M-C 准则), 采用 6 节点三角形等参单元按网格平均边长 1.5 m 将分析对象进行离散, 按强度折减有限元法分析其失稳机理, 土工参数及折减后抗剪强度指标如表 1 所示。临近失稳时, 边坡内将形成贯通的剪切滑动带, 如图 9 所示。由该图等值云的脊线可确定最危险滑动面的形状和位置, 如图 10 所示, 可见, 由单一 M-C 屈服准则确定的最危险滑动面为近似圆弧滑动面, 与上述理论分析结果相一致。

但从图 11 和图 12 可见, 在自重应力作用下, 小主应力与水平应力大小较为接近, 尤其是远离滑动影响范围以外, 二者是基本一致的, 在滑体上部后缘地表以下一定深度范围内小主应力和水平应力均出现了

表 1 土工参数及折减后抗剪强度指标

Table 1 Geotechnical properties of soil and strength indexes after reduction

土层编号	γ /m ³	E /kPa	μ	c /kPa	φ /(°)	c_d /kPa	φ_d /(°)	c_f /kPa	φ_f /(°)
A ₁	25.0	15000	0.30	42	17	34.761	14.2	30.918	12.684

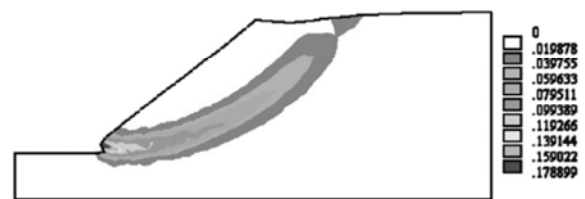


图 9 失稳时塑性区大主应变等值云

Fig. 9 Contours of the maximum plastic principal strain of unstable slope

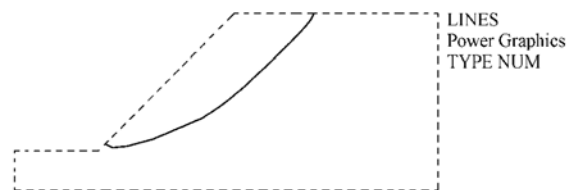


图 10 用 M-C 屈服准则确定的最危险滑动面

Fig. 10 Critical slip surface located by Mohr-Coulomb's yield criterion

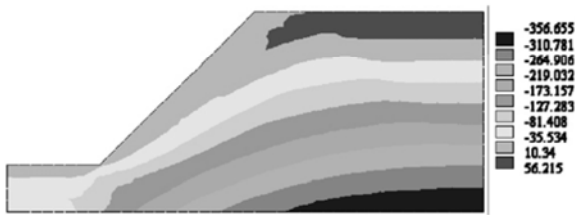


图 11 失稳时小主应力等值云

Fig. 11 Contours of the minimum principal stress of unstable slope

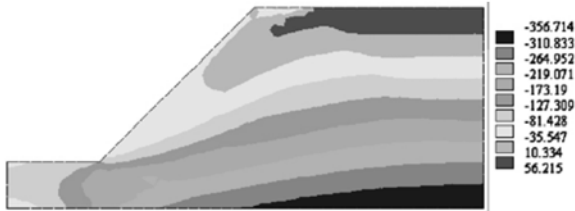


图 12 失稳时水平应力等值云

Fig. 12 Contours of horizontal stress of unstable slope

正值（有限元程序中仍规定以拉为正、压为负，与材料力学和弹性力学中的规定一致），即出现了拉应力，且在滑动面通过处小主应力和水平应力大小相等且方向一致，即均沿水平方向，水平拉应力的分布深度与采用 c_f 、 ϕ_f 按式 (20) 计算结果相同，即约为 3.1 m。因此，若按张拉 - 剪切复合屈服准则，且忽略边坡土体的抗拉强度，最危险滑动面应是由剪切滑动面和张拉破坏面组成的复合滑动面，如图 6 中实线滑面所示。笔者认为，边坡失稳是一个量变到质变的过程，对于土质边坡，先是坡脚附近发生塑性剪切屈服，形成若干剪切裂隙（鼓胀裂隙），且由下向内逐渐向上延伸，随着塑性区的发展，边坡的变形加剧，潜在滑动面以上的土体向下滑动的趋势增强，当发展到一定程度，边坡后缘上部土体受牵引，将产生若干张拉裂隙，最后由下至内向上延伸的主剪切裂隙与后缘上部主张拉裂隙贯通，抗滑力小于下滑力而发生整体失稳。对于岩质边坡，由于其失稳破坏常由各种不利结构面控制，剪切裂隙可能自坡脚沿优势结构面向上延伸，直至与顶部张拉裂隙贯通而整体失稳；也可能先是由于顶部受拉而出现拉裂隙（且常沿最不利结构面产生），并逐渐向下延伸，而剪切裂隙也自下沿优势结构面向上延伸，最终与向下延伸的张拉裂隙贯通而发生整体失稳。

图 13 为某均质填土路堤按强度折减有限元法分析所得失稳时塑性区大主应变等值云，可见塑性区近似圆形的剪切滑动带完全对称，也即存在两个对称的最危险滑动面。图 14 表明，路堤在接近失稳时，在路面中线附近一定深度范围内的土体受拉应力作用，易产生张拉裂隙，因此，真实的滑动面理应是上部受拉基本直立的拉裂面和下部受剪的近似圆弧滑面组成的两对称复合滑动面。这也可能是实际路堤和堤坝工程中常见沿线路方向出现纵向裂隙的主要原因之一。

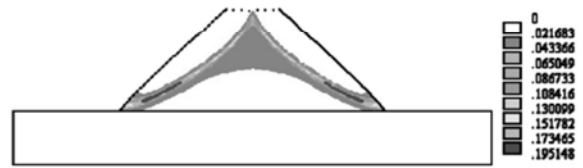


图 13 某路堤失稳时塑性区对称的大主应变等值云

Fig. 13 Symmetric contours of the maximum plastic principal strain of an unstable embankment slope



图 14 某路堤失稳时小主应力等值云

Fig. 14 Contours of the minimum principal stress of an unstable embankment slope

图 15 为图 7 所示边坡按强度折减有限元法分析所得失稳时小主应力等值云，可见对于土质边坡沿顺坡向折线形基岩面滑动时，后缘上部也因受牵引而出现张拉应力，可能出现张拉裂隙，这与实际边(滑)坡工程中所见现象吻合。当下部沿基岩面的剪切裂隙与后缘上部的主张拉裂隙贯通时，边坡即发生整体失稳。

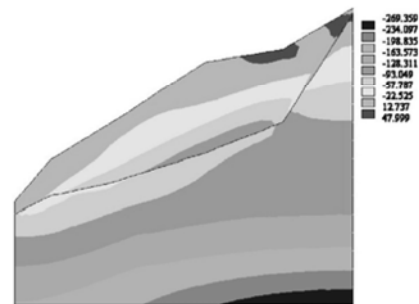


图 15 土坡沿基岩面失稳时小主应力等值云

Fig. 15 Contours of the minimum principal stress of soil slope sliding along bedrock

由图 16 可见滑动面上各点主应力大小和方向随位置的变化情况，但对于单一土层，位于同一直线上

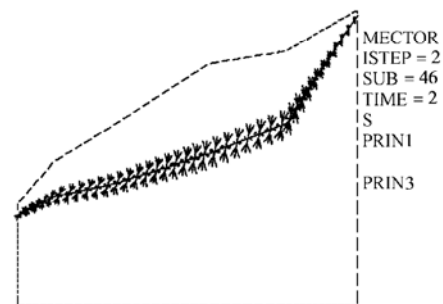


图 16 土坡沿基岩面失稳时滑动面上的主应力矢量

Fig. 16 Vectors of the principle stresses of slip surface for soil slope sliding along bedrock

的各点的主应力方向均一致, 而位于不同直线上各点的主应力方向不同, 但各处的大主平面 (或小主应力作用方向) 与滑动面的夹角均为 $45^\circ + \varphi/2$, 可见有限元数值分析所得规律与前述图 7 所示的理论分析一致。

5 结 论

(1) 本文从边坡内部应力分析的角度, 对边坡的失稳机理进行了直观的解释, 以便人们对边坡稳定问题的深入认识。

(2) 目前, 人们在采用的各种极限平衡法和强度折减有限元法等进行边坡稳定分析时, 均将边坡岩土体的失稳破坏行为视为单纯的 M-C 剪切破坏, 而严格地说, 边坡失稳是岩土体受剪切破坏和张拉破坏的复合破坏行为, 因此, 从严密的角度应采用张拉-剪切复合屈服准则来分析岩土体内部的应力和应变, 以便对边坡的失稳机理进行更为符合实际的分析。

(3) 张拉 - 剪切复合屈服准则是由岩土体的抗拉强度条件与 M-C 剪切破坏包线的有效段组合而成。无论实际边坡工程岩体内部的应力 - 应变状态的变化过程如何, 或曾经经历过何种应力 - 应变路径, 只要现时小主应力值等于零 (不计土体的抗拉能力) 或岩体的抗拉强度, 则分析点处就会发生张拉破坏, 出现张拉裂缝。在不发生张拉破坏的条件下, 只要过该点单元体内与大主应力平面夹角为 $45^\circ + \varphi/2$ 斜截面 (破坏面) 上的应力达到相应 M-C 破坏包线上的应力状态时, 该点就会发生剪切破坏, 出现剪切裂隙。因此, 边坡失稳时的滑动面应是由剪切破坏面和张拉破坏面 (其长度为张拉裂隙深度) 构成的复合滑动面。

(4) 边坡失稳常是量变到质变的过程, 土质边坡和岩质边坡因剪切或张拉屈服时, 塑性区或滑动带 (滑动面或裂隙) 的形成或扩展乃至边坡的失稳机理不尽相同。但是, 大量实际边 (滑) 坡的现场踏勘和勘察以及数值模拟计算分析表明, 剪切滑动面可为近似圆弧面、折线滑面或不规则曲线滑面, 而张拉破坏面常为近似直立面。然而, 现行有限元程序还难以直观地

揭示出张拉破坏面, 因此, 这方面的程序开发还有待研究。

参考文献:

- [1] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994. (CHEN Zhong-yi, ZHOU Jing-xing, WANG Hong-jin. Soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1994.)
- [2] 戴自航. 复合边坡失稳机理及柔性支挡结构的数值分析研究[R]. 长沙: 湖南大学, 2005. (DAI Zi-hang. Numerical analysis on sliding mechanism of composite slopes and flexible retaining structures[R]. Changsha: Hunan University, 2005.)
- [3] 张天宝. 土坡稳定分析和土工建筑物的边坡设计[M]. 成都: 成都科技大学出版社, 1987. (ZHANG Tian-bao. Stability analysis of soil slopes and slope design for civil engineering structures[M]. Chengdu: Chengdu Science and Technology Press, 1987.)
- [4] 刘祖典, 党发宁. 土的弹塑性理论基础[M]. 西安: 世界图书出版公司, 2002. (LIU Zu-dian, DANG Fa-ning. Elasto-plastic theoretical basis of soil[M]. Xi'an: World Book Publishing Company, 2002.)
- [5] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京: 水利电力出版社, 1983. (HUANG Wen-xi. Engineering properties of soil [M]. Beijing: Hydraulic and Power Press, 1983.)
- [6] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 等. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 343 - 346. (ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min, et al. Analysis on safety factor of slope by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(3): 343 - 346.)
- [7] 戴自航, 沈蒲生. 摩尔-库仑等面积圆屈服准则的简化形式及应用[J]. 福州大学学报, 2003, 31(4): 454 - 459. (DAI Zi-hang, SHEN Pu-sheng. Simplified form and applications of Mohr-Coulomb equivalent area circle yield criterion[J]. Journal of Fuzhou University, 2003, 31(4): 454 - 459.)