

黄土湿载结构性模型在黄土边坡动力 稳定性分析的应用^①

罗爱忠^{1,2}, 邵生俊², 方娟¹, 陈昌禄¹

(1. 贵州工程应用技术学院, 贵州 毕节 551700; 2. 西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

摘要:土的结构性是土颗粒空间排列和粒间粘结综合作用所表现出来的力学效应。在地震荷载作用过程中,天然土边坡的结构性参数主要体现应力和变形的共同作用,反映地震荷载作用过程中应力和变形的协调关系及结构性土的结构损伤过程(即抗剪强度参数的变化规律)。首先通过分析认为用结构性参数来定量判断地震荷载作用过程中黄土边坡的稳定性更具合理性,其物理意义更明确;其次通过分析黄土地区某一天然边坡在Ⅷ度地震烈度作用下的黄土边坡动力稳定性,验证结构性参数作为边坡稳定性分析判据的可行性,且这一方法能定量地确定边坡滑动面的位置及所对应的安全结构性参数。

关键词:土质边坡;地震;结构性参数;稳定性

中图分类号:TU43

文献标志码:A

文章编号:1000-0844(2015)03-0816-07

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2015.03.0816

Application of the Structural Model Under Stress and Moisture in Loess Slope Dynamic Stability Analysis

LUO Ai-zhong^{1,2}, SHAO Sheng-jun², FANG Juan², CHEN Chang-lu¹

(1. Guizhou University of Engineering Science, Bijie 551700, Guizhou, China;

2. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, Shaanxi, China)

Abstract: The structural property of soil is derived from mechanical effects as well as the comprehensive effect of the spatial arrangement and bonding effects of soil particles. During the process of seismic loads, the structural parameters of natural loess slope are derived mainly from the combined effects of stress and deformation. Meanwhile, that parameters reflected the coordination between stress and deformation during the process of seismic load and the structural damage process of the loess during the seismic process. It was shown that using structural parameters to quantitatively determine the loess slope stability was more reasonable during the process, and its physical meaning was very clear. Second, analysis of the dynamic stability of the natural loess slope was used to verify the feasibility criterion by structural parameters, and this method could be used to quantitatively determine the location of slip surfaces and corresponding structural parameters.

Key words: loess slope; earthquake; structural parameter; stability

① 收稿日期:2014-08-20

基金项目:国家自然科学基金项目(No.41272320);贵州省自然科学基金项目(黔科合J字 LKB[2012]13号);贵州省教育厅自然科学重点项目(黔教合J字[2013]69号)

作者简介:罗爱忠(1980-),男,贵州毕节人,博士,副教授,主要从事岩土力学、基坑工程及防灾减灾及防护等方面的研究与教学工作。E-mail: aizhongluo@126.com.

0 引言

天然原状黄土在沉积过程中形成大孔隙骨架结构,颗粒间接触点处经过长期的物理化学作用逐渐形成了胶结。由土颗粒和集团颗粒组成的骨架和骨架间较多的孔隙构成原状黄土的特殊显微结构,从而使原状黄土都具有结构性和结构强度,即具有较高的抗压和抗剪能力。黄土结构性的存在对其工程性质具有重大的影响,使得在进行黄土边坡静动力分析时变得异常复杂。谢定义^[1-3]综合考虑了黄土的基本特性及其力学特性,从结构可稳性和可变性的角度提出了综合结构势的思想,在此基础上提出黄土的本构关系。基于综合结构势的思想,邵生俊^[4-5,8],陈昌禄^[6]、郑颖人^[7]、邓国华^[9-10]、罗爱忠^[11-13]等开展了相应的研究,提出考虑结构性的黄土应力应变关系。影响黄土边坡稳定性的因素很多,其中地震动的是触发黄土边坡失稳的重要原因之一。目前在地震频发的高烈度黄土地区已经开展了大量的基础设施建设,在建设过程中必然遇到大量的黄土边坡工程问题,再加上黄土在厚度、地貌等方面的突出特点,使得地震作用下黄土边坡的失稳变成一种比较突出的地质灾害。本文从宁夏固原黄土高边坡着手,分析高烈度地区的结构性黄土边坡的稳定性,以期对于黄土地区的基础设施建设具有一定的指导意义。

1 本构模型简介^[14]

1.1 屈服面方程

在 p - q 应力空间,通过不同的应力路径试验可以得到应力破坏的轨迹。对于不同湿度条件及扰动条件下,结构性损伤土在 p - q 应力空间的破坏轨迹如图 1 所示。由于土的初始密度、湿度、粒度及构度的不同,屈服破坏线在 q 轴的交点也不同,即具有不同的初始结构性,随着剪切进程的发展,结构性发展演化,屈服破坏线逐渐向正常固结土的剪切屈服破坏线发展。当土的结构性完全丧失时,结构性土与正常固结土的性状一致,其应力比结构性参数为 1。当结构未发生破损时,原状土的应力比结构性参数为最大,即为初始应力比结构性参数,土具有最大的结构可稳性和可变性。依据初始应力比结构性参数可确定初始结构性屈服面,其与正常固结土屈服面的关系如图 2 所示。应力比结构性参数最大值对应剪切屈服面可以表示为:

$$q = C + Mp \tag{1}$$

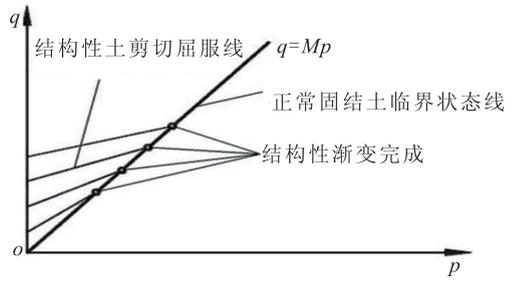


图 1 结构性损伤土与正常固结土的剪切屈服线
Fig.1 Comparison of shearing yield lines between structured loess and normal consolidated soil

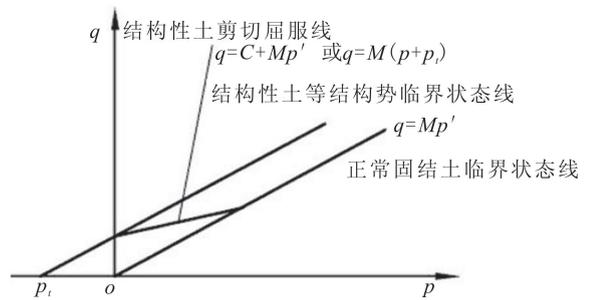


图 2 结构性土的等结构性剪切屈服线

Fig.2 Shearing yield line of structured loess with the same stress ratio structural parameters

式中:

$$C = \frac{3\sqrt{3}c(m_{\varphi})\cos\varphi}{\sqrt{3}\sin\theta_s\sin\varphi + 3\cos\varphi};$$

$$M = \frac{3\sqrt{3}\sin\phi}{\sqrt{3}\sin\theta_s\sin\phi + 3\cos\phi}$$

如果定义式所确定的曲线与 p 轴的交点为 p_i ,由图 3,则式(1)可以进一步表示为:

$$q = M(p + p_i) \tag{2}$$

其中, $p_i = c \cot \phi$, c 、 ϕ 为结构性土的黏聚力和内摩擦角。

结构性土的屈服面也采用修正剑桥模型形式,具体屈服面如图 3 所示,从而得到结构性黄土弹塑性本构模型的屈服面函数方程为:

$$f = q^2 + M^2(p + p_i)(p - p_{sx}) = 0 \tag{3}$$

式中, p 、 q 为当前应力状态点上的球应力和广义剪应力; p_i 为 p - q 应力空间中等结构性临界状态线与 p 轴的交点; p_{sx} 为屈服面与 p 轴的交点; M 为等结构性临界状态线的斜率。

式(3)中,当结构性完全丧失时,土的特性表现出与正常固结土相类似的性质,此时 p - q 应力空间中等结构屈服线与 p 轴的交点 p_i 移动到原点(即 $p_i = 0$),屈服面与 p 轴的交点 p_{sx} 退化为 p_x 。式(3)

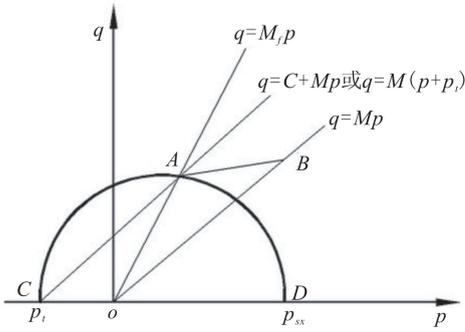


图3 结构性黄土的压剪湿结构性修正剑桥模型

Fig.3 Structured modified Cam-clay model of structured loess under compression, shearing and moisture

即退化为修正剑桥模型的屈服面函数。此时模型完全退化为正常固结黏土的修正剑桥模型。

1.2 流动法则

如剑桥模型的做法一样,采用相关联的流动法则,就可以得到模型的塑性应力-应变关系满足如下的关系式:

$$d\epsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4)$$

塑性体应变表示为:

$$d\epsilon_v^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial p} \quad (5)$$

如果用主应力表示则有

$$d\epsilon_v^p = \Lambda \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{33}} \right) = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ii}} \quad (6)$$

塑性剪应变表示为:

$$d\epsilon_s^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial q} \quad (7)$$

综合应变表示为

$$d\epsilon^D = \Lambda \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial p} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial q} \right)^2} \quad (8)$$

1.3 硬化参数

根据一致性原则,当应力状态位于屈服面上时,屈服面方程满足

$$df = 0 \quad (9)$$

由式可得

$$df = \frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p_{sx}} dp_{sx} + \frac{\partial f}{\partial p_t} dp_t = 0 \quad (10)$$

$$\text{式中: } \frac{\partial f}{\partial p} = M^2(2p - p_{sx} + p_t); \frac{\partial f}{\partial q} = 2q; \frac{\partial f}{\partial p_{sx}} = -M^2(p + p_t); \frac{\partial f}{\partial p_t} = M^2(p - p_{sx}).$$

模型硬化比例因子为

$$\Lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq}{\frac{(1+e_0)}{\lambda_s} M^2 p_{sx} (p + p_t) \frac{\partial f}{\partial p} - M^2 b_2 a_7 \cot \phi \cdot (p - p_{sx}) \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial p} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial q} \right)^2}} \quad (11)$$

进一步整理得:

$$\Lambda = A dp + B dq \quad (12)$$

$$\text{其中: } A = \frac{M^2(2p - p_{sx} + p_t)}{N}; B = \frac{2q}{N}; N =$$

$$\frac{1+e_0}{\lambda_s} M^4 p_{sx} (p + p_t) (2p - p_{sx} + p_t) - M^2 b_2 a_7 \cot \phi \cdot (p - p_{sx}) \sqrt{M^4(2p - p_{sx} + p_t)^2 + 4q^2}$$

进一步可得到模型的塑性应力-应变关系为:

$$\begin{cases} d\epsilon_v \\ d\epsilon_s \end{cases} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} + \frac{1}{N} M^4 p_{sx} (p - p_{sx} + p_t)^2 & \frac{1}{N} 2M^2 q (2p - p_{sx} + p_t) \\ \frac{1}{N} 2M^2 q (2p - p_{sx} + p_t) & \frac{1}{3G} + \frac{1}{N} 4q^2 \end{bmatrix} \begin{cases} dp \\ dq \end{cases} \quad (13)$$

p_{sx} 和 p_t 为椭圆屈服面与 p 轴正半轴和负半轴的交点,需满足如下的关系:

$$\begin{aligned} p_{sx} &= (p_{sc})^{\frac{\lambda_s}{\lambda_s - \kappa}} (p_0)^{\frac{\kappa}{\lambda_s - \kappa}}; \\ p_t &= c(m_\gamma) \cot \phi; \\ c &= a_6 \ln(m_\gamma) + b_6 \end{aligned}$$

式中: a_6 、 b_6 为相关材料参数。

1.4 模型参数的确定

(1) p_{sc} 和 λ_s 的确定

结构屈服压力与应力比结构性参数初始值之间满足指数关系,压缩指数与应力比结构性参数初始值之间满足线性关系描述为:

$$p_{sc} = a_4 \exp(b_4 m_{\gamma_0}) \quad (14)$$

$$\lambda_s = a_5 m_{\gamma_0} + b_5 \quad (15)$$

式中: m_{γ_0} 为应力比结构性参数初始值; a_4 、 b_4 和 a_5 、 b_5 为材料参数。

(2) m_{γ_0} 及 m_γ 的确定

$$m_{\gamma_0} = \alpha_8 \tau \omega + b_8 \quad (16)$$

$$m_\gamma = a_2 \exp(-b_2 \epsilon^D) + c_2 \quad (17)$$

$$\epsilon^D = \sqrt{(\epsilon_v^p)^2 + (\epsilon_s^p)^2} \quad (18)$$

其中: ϵ^D 为综合应变; ϵ_v^p 为塑性体应变; ϵ_s^p 为塑性剪应变。

2 工程计算实例分析

为验证提出方法的可行性,在基于有限差分法软件 Flac^{3D}平台的基础上,对高烈度黄土地区的宁夏固原地区进行典型黄土边坡稳定性评价。该区曾遭受 1920 年海原 8.5 级大地震的作用,在地震烈度达Ⅸ度或以上的地区形成了大规模的黄土滑坡群。选取该地区进行典型黄土边坡评价具有很好的代表性,对于指导工程实践具有重要的意义。本文选取地震烈度为Ⅸ度的极震作为施加的地震加速度。

2.1 工程地质概况

工程位于黄土高原地区的西部。该地区丘陵起伏,沟壑纵横,塬、梁、峁、壕交错,冲沟切割较深,沟谷溯源侵蚀强烈,丘陵切割严重,因此地质灾害频繁,水土流失极为严重。该区域黄土的典型特征是孔隙度大,土壤中有机质含量小,粒度小,土质疏松,容易受水侵蚀;缺乏植被时更易导致地表径流造成的冲蚀、塌陷,地基承载力在 100~150 kPa 之间。由于受河流及坡面径流切割、冲积作用,工程所在地及其附近区域还有多条山岭也近似呈 SN 走向,这些山岭呈齿状排列,相邻山岭间沟壑发育,且沟内常年有径流。而且该区域处于历史上海原大地震的强震害范围内,地震烈度高,地震危险性大。由于山体上覆盖黄土的工程性质差,土的孔隙比大,孔隙分布不均匀,湿陷性强,裂隙发育,一旦遭到强地震时易产生震陷变形和滑动震害。

2.2 数值分析模型

坐标系以与边坡垂直且指向顺坡方向为 y 轴,以山梁平行方向为 x 轴,铅锤方向为 z 轴。计算模型沿 x 向边坡倾向宽度为 529 m,沿 y 向边坡走向长度为 644 m, z 方向边坡垂直高度根据等高线确定。边坡几何模型、地质界面的生成均在 ANSYS 中完成,网格划分后保存单元和节点几何信息,然后通过接口程序转化为 FLAC^{3D}的前处理数据格式后生成网格模型(图 4)。整个模型由四面体、五面体和六面体混合网格单元组成,共 14 399 个节点,66 872 个单元。

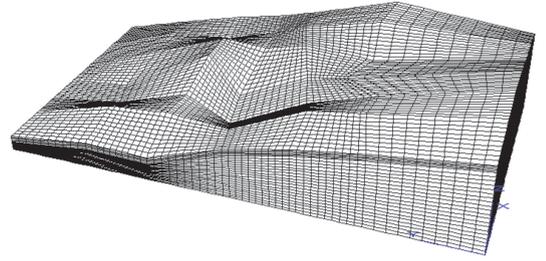


图 4 数值分析计算模型

Fig.4 Numerical model

2.3 计算材料参数

根据边坡实际地层条件,坡体内地下水位埋深较大,没有产生动孔隙水压力的条件,因此计算中没有考虑地震作用力引起的动孔隙水压力对土力学特性及抗剪强度的影响。材料及模型计算参数见表 1。

2.4 地震波输入

本研究中的地震波采用人工地震波,在水平方向(模型的 y 方向)和竖直方向(模型的 z 方向)同时振动,水平向地震波峰值为 $0.6 \times g$,竖直向地震波峰值为 $0.2 \times g$,其中 g 为重力加速度。在输入地震波前采用傅里叶变换对频率大于 5 Hz 的波段进行滤波调整。输入地震波加速度的时程如图 5。

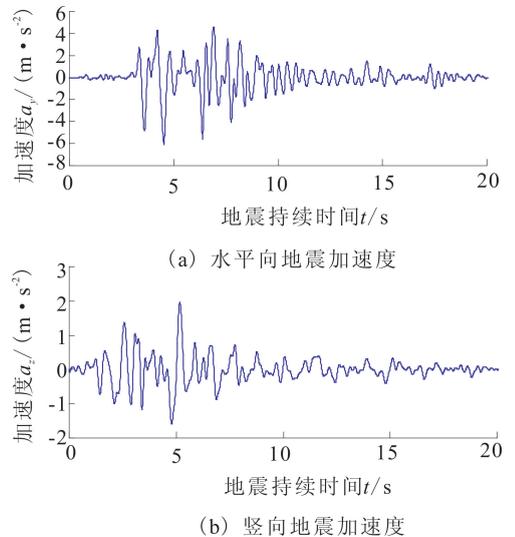


图 5 输入地震加速度的时程

Fig.5 Input seismic acceleration

表 1 计算参数

Table 1 Calculating parameters

土层	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	ω	e_0	λ_s	κ	M	p_0/kPa	p_{sc}/kPa	ν	a_2	b_2	c_2	l
Q ₃ 黄土	14.2	0.15	0.986	0.070 6	0.008 8	1.12	100	178	0.33	13.411	0.895	2.975	500
Q ₂ 黄土	16.8	0.18	0.986	0.092 3	0.008 8	1.12	100	122	0.33	12.451	1.117	2.304	500

3 计算结果分析

在以上分析的基础上,采用FLAC^{3D}提供的Fish语言,编制相应的计算程序,得到边坡的位移、广义剪应变及结构性参数的变化,进而评价边坡的稳定性。

3.1 黄土坡体的变形分析

图6给出了边坡在地震作用过程中不同时刻 y 方向的位移分布。从图6可以看出,在地震开始时刻($t=1$ s),边坡坡体位移很小,坡顶最大位移仅0.026 m;在地震加速度达到最大时($t=4.54$ s)时,坡体顶部位移达到0.09 m;随着地震震动的持续,边坡坡体位移也在不断发展,当地震结束时($t=20$ s)时,坡体顶部位移达到0.22 m。从边坡坡体在不同时刻 y 方向位移分布可以看出,在地震作用过程中,加速度达到最大时刻时,其坡体位移并没有达到最大;从位移大小量来看,此时边坡不一定发生滑动。随着地震震动的持续,当边坡位移不断发展,但相对变缓。同时也

说明以往的等效线性分析方法在计算地震荷载作用下边坡稳定性时的相对不足。在地震动持续作用下,边坡残余位移继续发展,当边坡坡体累积位移达到一定程度时边坡可能产生滑动。由于边坡所在区域降水长期稀少,其自然蒸发量大于入渗量,地表处于长期干旱状态,地下水位相对较低,在地震动荷载作用下和无黏性砂土一样易产生震陷型失稳,且通常伴随较高的滑动速率,破坏形式一般为张性永久破坏。通过对不同时刻 y 方向位移云图的分析可知,地震力诱发的黄土边坡失稳主要分为两类:一类是在地震作用过程中边坡局部或整体出现大位移的宏观失稳;另一类是边坡土体只有小位移量,虽没有出现显著的滑动,但在边坡坡体表面及内部裂隙或滑动面已经形成,由于裂隙或滑动面的存在,使得边坡稳定性下降,当以后出现诸如降雨入渗等诱发因素时,将会产生整体或局部的宏观失稳。

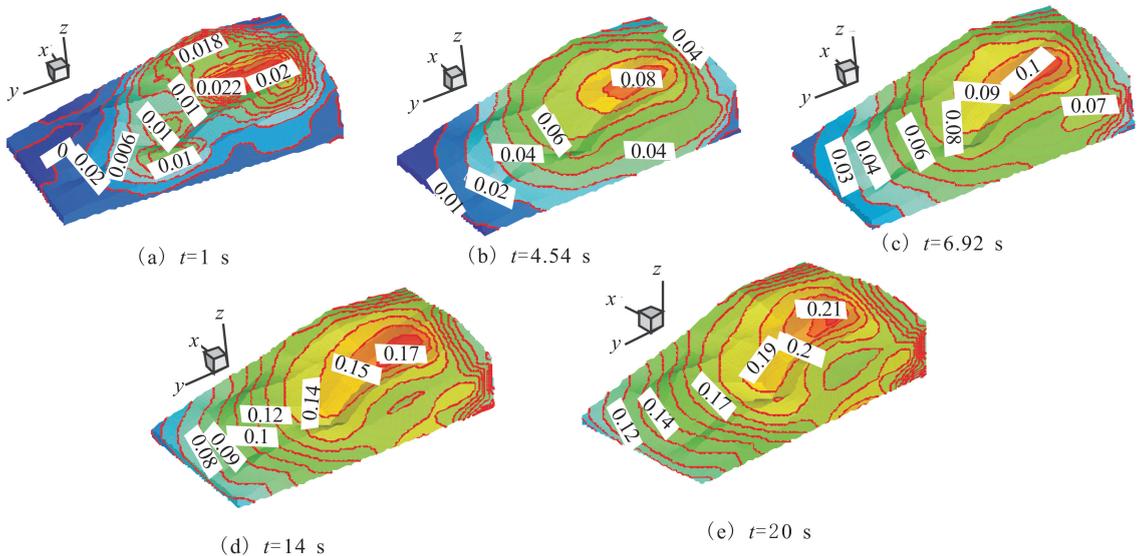


图6 地震持续不同时刻时坡体 y 方向位移的分布

Fig.6 Distribution of displacements in the y direction of slope at different time during earthquake

3.2 边坡单元安全度分析

(1) 坡体单元安全度分析

目前大多是通过计算给出一个安全系数来评价边坡的稳定性,但这些方法在评价时均局限于二维的某个坡体剖面,最终只能得到一个安全系数。天然边坡大多数是复杂的三维边坡,边坡的失稳可能是整体的,也可能是局部的,因而常规方法得到的安全系数往往不能全面表征复杂三维边坡的稳定性,即单一的安全系数不能概括整个坡面的安全程度。近年来有

学者通过数值模拟得到了坡体地表的变形值,然后从坡体地表变形值和坡体剪应变增量等方面综合考虑研究坡体稳定性。这种方法虽然避免了传统单一安全系数评价的不足,但其对坡体失稳的评价只是定性而非定量的判断。近年来强度折减法在边坡稳定性分析中得到了大量的应用,但对于某一给定边坡,其所得到的也是单一安全系数。因此,对于复杂坡面的边坡稳定性分析问题,有必要寻求一种简便的定量化的判定方法。

当黄土边坡坡体未进入屈服状态时,有:

$$f > 0 \tag{19}$$

即此时满足:

$$q^2 + M^2(p + p_t)(p - p_{sx}) > 0 \tag{20}$$

如果定义单元安全度 F_{es} 为:

$$F_{es} = \frac{q^2}{M^2(p + p_t)(p_{sx} - p)} \tag{21}$$

式中, F_{es} 为计算单元的剪切破坏安全系数, $F_{es} = 1$ 时该单元进入临界状态; $F_{es} > 1$ 时该单元处于安全状态; $F_{es} < 1$ 时该单元处于破坏状态。

图 7 给出了不同时刻边坡坡体的安全度分布。从图 7 可以看出,在坡体局部出现了安全度小于 1 的情况,说明在地震荷载作用过程中边坡局部可能发生

滑动,而且这些局部滑动往往不是同时发生的,即在同一时刻,由于边坡表面形状的复杂性,坡体的局部由于自然下切力及冲沟的存在,在不同的坡体局部表现出不同的安全度。从图 7 还可以看出,在地震加速度达到最大值的时刻($t = 4.54$ s),边坡局部开始产生滑动,随着地震荷载作用时间的持续,残余变形累积发展,进而导致局部滑移在边坡坡体内逐渐扩展,当地震荷载作用到一定时刻($t = 14$ s)时,边坡变形发展趋于稳定。坡体安全度分析也表明,此时边坡安全度趋于稳定,与地震结束($t = 20$ s)时相比,坡体安全度基本变化不大,这与前文对边坡坡体位移的发展变化趋势分析一致,同时也说明单元安全度方法在评价地震荷载作用条件下边坡的稳定性方面是可行的。

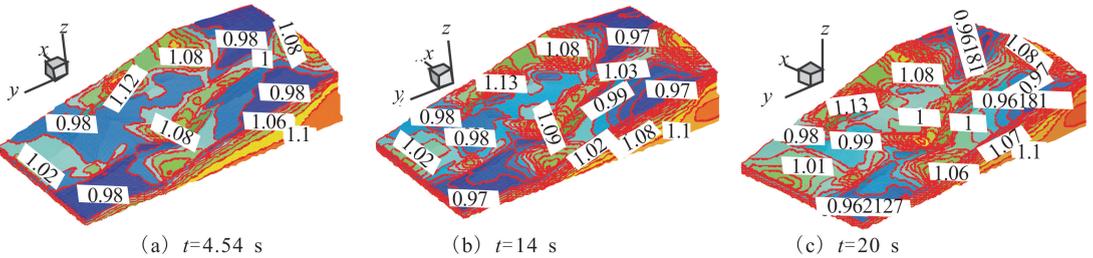


图 7 地震持续不同时刻时坡体单元安全度的分布

Fig.7 Distribution of zone safety degrees in slope at different time during earthquake

(2) 边坡受拉破坏分析

图 8 给出了地震持续时刻 $t = 20$ s 时黄土边坡坡体受拉破坏单元安全度分布。从图中可以看出,地震持续 20 s 时在黄土边坡坡面地形突出部位出现了单元安全度小于 0 的情况,表明该部位在地震作用过程中出现了受拉破坏。由现场的观察可知,这些部位分布有大范围的拉裂缝。

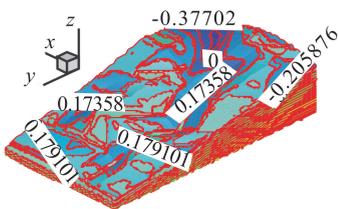


图 8 地震持续 20 s 时黄土坡体受拉破坏单元安全度

Fig.8 Distribution of zone safety degrees in slope due to tensile failure when $t = 20$ s

(3) 边坡稳定性分析

为了考察地震作用下边坡的整体稳定性,利用强度折减法对地震作用结束时的黄土边坡进行整体稳定性分析,得到其整体稳定性系数为 1.04。图 9 给出

了安全系数条件下的广义剪应变增量分布,通过广义剪应变的分布可以定性确定边坡滑移面的位置。对比图 7 和图 9 可以看出,强度折减法所得到的滑移面位置大体对应于单元安全度为 1.05 的贯通面位置。因此可以认为,如果基于强度储备系数的观念,给定一定的单元安全度系数,同样可以通过单元安全度的方法得到边坡整体稳定的潜在滑移面,即单元安全度的方法不仅可以用来评价边坡的局部稳定性,而且可以用于评价边坡的整体稳定性。

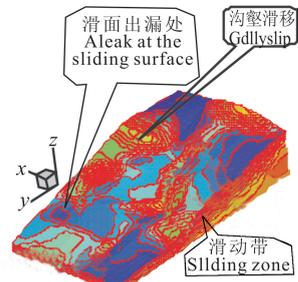


图 9 一定安全系数下的黄土边坡广义剪应变增量

Fig.9 Distribution of generalized shear strain increment in loess slope at a certain safety factor

3.3 结构性参数

图 10 给出了地震荷载作用条件下黄土边坡土体内部结构性参数的变化规律。从图 10 可以看出,结构性参数的某一幅值形成了一个贯穿区域,这与广义剪应变形成的贯通区域相似,而且贯通区域位置一致,因此结构性参数可以作为边坡稳定性分析的判据,可以认为是边坡的滑动破坏面,也可以说用结构性参数的变化来判断边坡滑动的滑面位置。

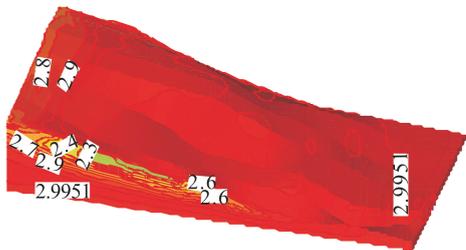


图 10 结构性参数分布

Fig.10 Distribution of structural parameter

4 结语

(1) 基于已经建立的三轴应力条件下的结构性参数,分析其在边坡动力稳定性分析中的应用。

(2) 结构性与土强度密切相关,是控制边坡稳定性的核心因素和内在原因。边坡的破坏主要是强度破坏,而强度破坏的内在因素主要是土的结构性破坏,即土体结构损伤,从而使结构性参数降低,相应的抗剪强度也降低,使得结构性参数相应于强度折减法物理意义更明确。

(3) 通过在地震作用过程中结构性参数的变化规律确定边坡临界滑动面的位置。当边坡某一幅值的结构性参数形成贯穿区域时,该边坡处于临界滑动状态,此时该结构性参数可以认为是该边坡的最小安全结构性参数,其形成的贯穿区域为该边坡的临界滑动面。

参考文献(References)

[1] 谢定义.试论我国黄土力学研究中的若干新趋向[J].岩土工程学报,2001,23(1):1-13.
XIE Ding-yi.Exploration of Some New Tendencies in Research of Loess Soil Mechanics[J].Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2001,23(1):1-13.(in Chinese)

[2] 谢定义,齐吉琳,朱元林.土的结构性参数及其与变形强度的关系[J].水利学报,1999,32(10):1-6.
XIE Ding-yi, QI Ji-lin, ZHU Yuan-lin. Soil Structure Parameter and Its Relations to Deformation and Strength[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1999, 32(10): 1-6. (in Chinese)

[3] 谢定义,齐吉琳,张振中.考虑土结构性的本构关系[J].土木工程学报,2000,33(4):35-41.
XIE Ding-yi, QI Ji-lin, ZHANG Zhen-zhong. A Constitutive Laws Considering Soil Structural Properties[J]. Journal of Civil Engineering, 2000, 33(4): 35-41. (in Chinese)

[4] 邵生俊,龙吉勇,于清高,等.湿陷性黄土结构性变形特性分析[J].岩土力学,2006,27(10):1668-1672.
SHAO Sheng-jun, LONG Ji-yong, YU Qing-gao, et al. Analysis of Structural Deformation Properties of Collapsible Loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(10): 1668-1672. (in Chinese)

[5] 邵生俊,龙吉勇,于清高,等.湿陷性黄土结构性参数本构模型[J].水利学报,2006,39(11):1315-1322.
SHAO Sheng-jun, LONG Ji-yong, YU Qing-gao, et al. A Constitutive Model of Collapsible Loess with Structural Parameter[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 39(11): 1315-1322. (in Chinese)

[6] 陈昌禄,邵生俊,邓国华.土的结构性参数与强度的关系及其在边坡稳定性分析中的应用[J].中南大学学报:自然科学版,2010,41(1):328-334.
CHEN Chang-lu, SHAO Sheng-jun, DENG Guo-hua, et al. Relationship between Soil Structural Parameters and Strength and Its Application in Slope Stability[J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2010, 41(1): 328-334. (in Chinese)

[7] 郑颖人,叶海林,黄瑞秋,等.地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探讨[J].岩石力学与工程学报,2009,28(8):1714-1723.
ZHENG Yin-ren, YE Hai-lin, HUANG Rui-qiu, et al. Analysis and Discussion of Failure Mechanism and Fracture Surface of Slope Earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(8): 1714-1723. (in Chinese)

[8] 邵生俊,罗爱忠,于清高,等.加荷增湿作用下 Q_3 粘黄土的结构损伤特性[J].岩土工程学报,2006,28(12):2077-2082.
SHAO Sheng-jun, LUO Ai-zhong, YU Qing-gao, et al. Structural Damage Properties of Q_3 Loess under Triaxial Loading and Moistening[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(12): 2077-2082. (in Chinese)

[9] 邓国华.真三轴条件下结构性黄土的强度变形本构关系研究[D].西安:西安理工大学,2009.
DENG Guo-hua. Research on Structure Parameter of Loess and Structure Constitutive Relations under True Tri-axial Condition [D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2009. (in Chinese)

[10] 邓国华,邵生俊,余芳涛.结构性黄土的修正剑桥模型[J].岩土工程学报,2012,34(5):834-841.
DENG Guo-hua, SHAO Sheng-jun, SHE Fang-tao. Modified Cam-clay Model of Structured Loess [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 834-841. (in Chinese)

[11] 罗爱忠,邵生俊.结构性黄土损伤演化规律试验研究[J].太原理工大学学报,2011,42(1):79-82.
LUO Ai-zhong, SHAO Sheng-jun. Study on Structural Damage of Structural Loess [J]. Journal of Taiyuan University of Technology, 2011, 42(1): 79-82. (in Chinese)

Design of Buildings[S].Beijing:China Architecture and Building Press,2010.(in Chinese)

[11] 楼梦麟,潘旦光,范立础.土层地震反应分析中侧向人工边界的影响[J].同济大学学报,2003,31(7):757-761.

LOU Meng-lin,PAN Dan-guang,FAN Li-chu.Effect of Vertical Artificial Boundary on Seismic Response of Soil Layer[J].Journal of Tongji University,2003,31(7):757-761.(in

Chinese)

[12] 王国波.软土地铁车站结构三维地震响应计算理论与方法的研究[D].上海:同济大学,2007.

WANG Guo-bo.Study on Calculation Theory and Method of Three Dimensional Seismic Response of Subway Station Structures in Soft Soil[D].Shanghai:Tongji University,2007.(in Chinese)

(上接 822 页)

[12] 罗爱忠,邵生俊,许萍.湿载条件下黄土结构性损伤演化特性研究[J].西北农林科技大学学报:自然科学版,2012,40(3):200-204.

LUO Ai-zhong,SHAO Sheng-jun,XU Ping.Research on Structural Damage Development of Loess under Stress and Moisture[J].Journal of Northwest A & F University:Natural Science Edition,2012,40(3):200-204.(in Chinese)

[13] 罗爱忠,邵生俊.湿载耦合作用下黄土结构性损伤演化及本构关系[J].岩石力学与工程学报,2012,31(4):841-847.

LUO Ai-zhong,SHAO Sheng-jun.Structural Damage Evolu-

tion and Constitutive Relationship of Loess under Compling of Stress and Moisture[J].Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2012,31(4):841-847.(in Chinese)

[14] 罗爱忠.黄土的湿载结构性本构模型及其渐进破坏分析[D].西安:西安理工大学,2013.

LUO Ai-zhong.Researching on Structural Constitutive Model and Analysizing of Progressive Faiure under Stress and Moisturing Conditions[D].Xi'an:Xi'an University of Tecnology,2013.(in Chinese)