

DOI: 10.7511/jslx20230701002

考虑滑面应变软化效应的边坡震后位移计算方法

王家鑫, 夏元友*, 王智德

(武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 武汉 430070)

摘要: Newmark 滑块位移法计算边坡震后位移, 认为边坡屈服加速度为恒定值, 未考虑滑面的应变软化效应与地震时程中滑动体条块几何参数实时动态变化的影响。针对均质土坡, 以拟静力极限平衡理论为基础, 采用对数螺旋线滑面假设, 考虑滑面应变软化效应及在地震时程中滑动体实时下滑转角对条块几何参数的影响, 推导了考虑应变软化效应的边坡动态屈服加速度及震后位移计算表达式, 并通过编程实现了边坡震后位移计算。结合算例分析表明, 随着边坡下滑转角的增大, 边坡动态屈服加速度呈先增大后减小的趋势; 考虑应变软化效应计算的边坡震后位移大小介于使用土体峰值强度指标和残余强度指标计算的震后位移之间; 随着边坡稳定性的减小, 考虑应变软化效应与不考虑应变软化效应的震后位移计算结果皆随之增大, 且两者差距会逐步增大。

关键词: 边坡; 应变软化; Newmark 滑块位移法; 震后位移; 实时动态

中图分类号: U416.1; O317⁺.3

文献标志码: A

文章编号: 1007-4708(2024)06-1029-08

1 引言

边坡失稳因素多样, 其中强烈的地震作用是最主要的诱发因素之一^[1]。我国西南山区各类边坡众多, 且大多处在地震断裂带上, 由地震带来的边坡失稳灾害频发, 且时常造成生命与财产损失。因此, 评价边坡在地震作用下的稳定性有其现实意义。

工程中广泛采用 Newmark 滑块位移法^[2]计算的震后位移来评价边坡稳定性, 相对于边坡安全系数, 震后位移指标更加直接且宏观地反映了边坡岩土体在地震作用下的响应, 更符合工程实际, 因此该方法得到广泛应用。如 Crespellani 等^[3]探讨了地震加速度滤波修正与否对边坡永久位移的影响, 结果表明边坡永久位移的计算结果与采用的加速度滤波修正方法密切相关, 且地震强度越大, 滤波作用对位移影响越大; Bozbey 等^[4]利用地震记录数据, 基于 Newmark 模型提出了根据边坡地震位移选择拟静力地震系数的新方法; Lin 等^[5]将 Newmark 滑块位移法应用于多向锚固条件下岩石边坡, 得到了边坡安全系数和震后位移计算公式。

在 Newmark 滑块位移法改进拓展方面, 李红军等^[6]考虑了地震竖向加速度对边坡滑动变形的影响, 对传统 Newmark 计算模型进行了改进; 陈春舒等^[7-8]基于极限分析原理, 考虑滑坡体下滑转角对各做功功率以及边坡几何参数的影响, 实现了实时动态的 Newmark 滑块位移法计算过程; 李英俊等^[9]考虑了地震作用时滑动体实时滑移对土钉受力的影响, 提出了一种地震作用下土钉支护边坡震后位移计算的改进方法; 赵宇臻等^[10]针对典型锚固岩质边坡, 考虑锚索轴力实时动态变化对边坡屈服加速度系数的影响, 提出了锚固岩质边坡震后位移计算的 Newmark 滑块位移法。

上述研究大多是从地震作用和锚固机理角度对传统 Newmark 滑块位移法进行了补充和改进, 但对岩土体材料本身的特殊性关注较少。值得注意的是, 传统岩土体剪切破坏认为是由峰值剪切强度决定的, 而土体达到峰值剪切强度以前或之后的剪切特性则没有反映。因此, 传统边坡屈服加速度确定是以滑面各点同时处于峰值剪切强度的极限状态为基础, 为恒定值。而实际上土体的剪切强度随着剪切位移发生改变, 且存在着明显的应变软化

收稿日期: 2023-07-01; 修改稿收到日期: 2023-08-18.

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51374163)资助.

作者简介: 夏元友* (1965-), 男, 博士, 教授(E-mail: xiayy1965@126.com).

引用本文: 王家鑫, 夏元友, 王智德. 考虑滑面应变软化效应的边坡震后位移计算方法[J]. 计算力学学报, 2024, 41(6): 1029-1036.

WANG Jia-xin, XIA Yuan-you, WANG zhi-de. Seismic displacement calculation method of slope with considering strain-softening effect of slip surface[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2024, 41(6): 1029-1036.

性质^[11]。这种岩土材料的应变软化性质使得边坡屈服加速度随着土体剪切位移发生动态变化,进而影响边坡震后位移计算。

为此,本文针对地震作用下的均质土坡,以拟静力极限平衡法与 Newmark 滑块位移法为理论基础,采用对数螺旋线滑面假设,考虑滑面应变软化效应以及在地震时程中滑动体实时下滑转角对条块几何参数的影响,通过理论推导和编程方法实现边坡实时动态屈服加速度、实时动态下滑转角加速度与边坡震后位移的计算。

2 边坡震后位移计算方法

2.1 边坡初始屈服加速度及最危险滑面

2.1.1 计算原理

Newmark 滑块位移法将滑坡体在滑床上的滑动简单类比为刚塑性滑块在斜面上的滑动,滑块处于极限状态时受到的地震加速度为滑块的屈服加速度,当地震时程加速度超过滑块屈服加速度时滑块下滑,将超过滑块屈服加速度的地震响应部分进行关于时间的两次积分可得滑块的累计位移,也即为滑坡体的震后位移,原理如图 1 所示。

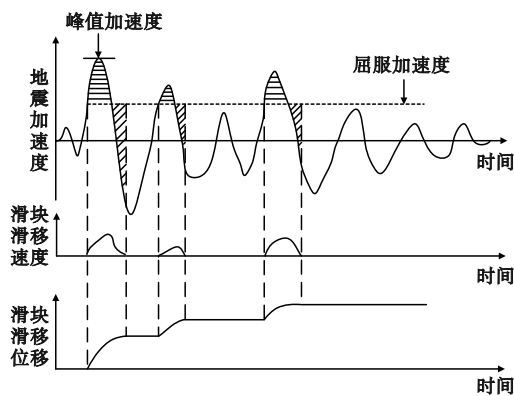


图 1 Newmark 滑块位移法计算原理

Fig. 1 Schematic diagram of Newmark sliding block displacement method

2.1.2 计算模型

采用在均质土坡中更接近实际的对数螺旋线型滑裂面,且假设滑面通过坡脚,如图 2 所示。

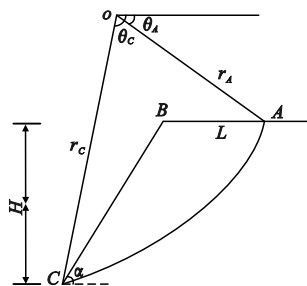


图 2 对数螺旋线滑面边坡模型

Fig. 2 Logarithmic spiral slip surface slope model

根据对数螺旋线性质,滑面曲线方程可写为

$$r_{\theta} = r_A \exp[(\theta - \theta_A) \tan \varphi] \quad (1)$$

根据几何关系有

$$\frac{H}{r_A} = \sin \theta_C \exp[(\theta_C - \theta_A) \tan \varphi] - \sin \theta_A \quad (2)$$

$$\frac{L}{r_A} = \frac{\sin(\theta_C - \theta_A)}{\sin \theta_C} - \frac{\sin(\theta_C + \alpha)}{\sin \theta_C \sin \alpha} \cdot \{\sin \theta_C \exp[(\theta_C - \theta_A) \tan \varphi] - \sin \theta_A\} \quad (3)$$

式中 φ 为土体内摩擦角,式中其他各符号意义如图 2 标注所示。

通过式(1~3)可知,对坡高坡角既定、抗剪强度指标已知的均质边坡,由 θ_A 和 θ_C 两个变量即可确定滑面。

2.1.3 初始屈服加速度及最危险滑面确定

对数螺旋线滑面参数是以极坐标形式表达,而条分计算屈服加速度时需将其转换为直角坐标,为避免复杂的坐标系转换问题,采用如图 3 所示的等角划分弧长方式,以各弧段来确定土条的计算边界和面积。

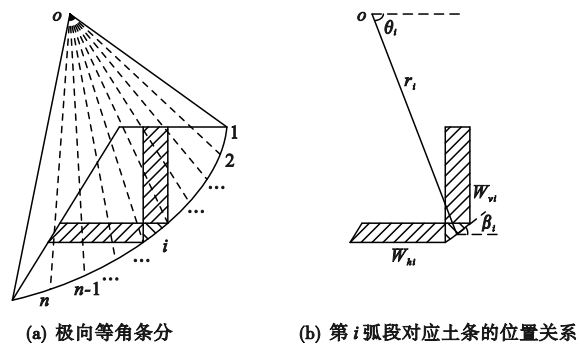


图 3 等角条分计算原理

Fig. 3 Calculation principle of equiangular slice method

重力产生的下滑力为

$$S1 = \sum_{i=1}^n W_{vi} \sin \beta_i \quad (4)$$

式中 W_{vi} 为第 i 弧段对应的竖向分条土重, β_i 为第 i 个弧段的切线与水平线的夹角,根据对数螺旋线的性质有 $\beta_i = \frac{\pi}{2} - \theta_i + \varphi$, θ_i 为极径 r_i 对应的极角,如图 3 所示。

考虑到地震沿高程的放大效应,采用水平条分计算集中在各弧段中点的水平地震惯性力。根据《水电工程水工建筑物抗震设计规范 NB 35047-2015》有

$$E_i = a_h \xi W_{hi} \alpha_i / g \quad (5)$$

式中 E_i 为作用在第 i 弧段中点的水平向地震惯性力, a_h 为水平向地震加速度值, ξ 为地震作用效应折减系数,取 0.25, W_{hi} 为集中在质点的重力作用

标准值,即图3中单元厚度为1的第*i*水平条分土重,*g*为重力加速度, α_i 为地震惯性力的动态分布系数,即地震高程效应放大系数,根据第*i*弧段水平条分质点高度按图4所示取值,其中 a_m 在设计烈度Ⅶ,Ⅷ,Ⅸ度时分别取3.0,2.5,2.0。

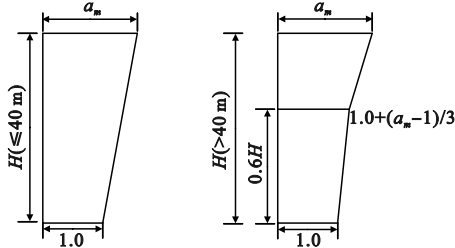


图4 地震动态分布系数

Fig. 4 Seismic dynamic distribution coefficient

水平地震产生的下滑力为

$$S2 = \sum_{i=1}^n E_i \cos\beta_i \quad (6)$$

则总下滑力为

$$S = S1 + S2 \quad (7)$$

抗滑力为

$$R = \sum_{i=1}^n [cl_i + (W_{vi} \cos\beta_i - E_i \sin\beta_i) \tan\varphi] \quad (8)$$

式中*c*和 φ 分别为土体的粘聚力和内摩擦角,当极向条分数*n*足够大时,第*i*土条底部弧段长度为 $l_i = r_i(\theta_C - \theta_A)/n$ 。

根据边坡安全系数的定义 $F_s = R/S$,当边坡动态安全系数为1时,此时地震水平向加速度 a_h 即为边坡屈服加速度 a_c ,即可获得

$$a_c = \frac{c \sum_{i=1}^n l_i + \sum_{i=1}^n W_{vi} \cos\beta_i \tan\varphi - \sum_{i=1}^n W_{vi} \sin\beta_i}{\sum_{i=1}^n [W_{hi} \xi \alpha_i (\cos\beta_i + \sin\beta_i \tan\varphi)]} g \quad (9)$$

以 θ_A 和 θ_C 为变量,使用遗传算法^[12]编程搜索最小边坡安全系数,可得到对应的最危险对数螺旋滑面。

2.2 考虑滑面应变软化效应的边坡震后位移计算

假设滑动面一旦触发,后续边坡滑动将仍沿此滑面滑动。考虑滑面的应变软化效应及在地震时程中滑动体实时下滑转角对条块几何参数的影响,边坡屈服加速度是实时动态变化的。

2.2.1 滑面应变软化模型选取

土体应变变化模型有多种^[13-15],选取文献15提出的本构模型,该模型能够较好地反映不同法向应力和剪切应变(位移)对剪切强度的影响。

模型基本方程为

$$\tau = G\gamma (1 + \gamma^p/q)^\epsilon \quad (10)$$

式中 τ 和 γ 为剪应力和剪应变,*G*,*p*,*q*, ϵ 分别为随法向应力变化的特征参数,要求 $q > 0$, $-1 < \epsilon \leq 0$, $1 + p\epsilon \neq 0$ 。

该模型有如下基本特征,软化系数 ϵ 的不同取值可描述材料的不同性质,如图5所示(图中曲线取 $G = 117 \text{ kPa}$, $p = 2$, $q = 20$)。为描述应变软化性质,要求 $-1 < \epsilon < -0.5$ 且 $p \geq 2$ 。

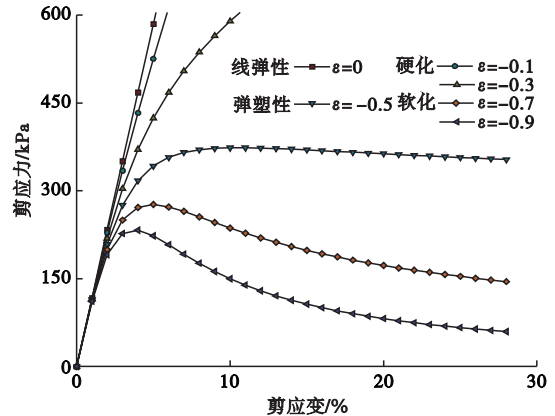


图5 本构模型曲线特征

Fig. 5 Characteristic of constitutive model curve

在软化条件下,对式(10)求偏微分可知,当 $\gamma \rightarrow 0$ 时其剪切模量为*G*,当 $\gamma \rightarrow \infty$ 时其剪切模量为0,且对峰值剪应变与剪应力点 γ_{peak} 和 τ_{peak} 有

$$q + (1 + p\epsilon)\gamma_{peak}^p = 0 \quad (11)$$

$$\tau_{peak} = G \sqrt[p]{-q/(1 + p\epsilon)} [1 - 1/(1 + p\epsilon)]^\epsilon \quad (12)$$

上述本构模型属于纯数学模型,因此该模型同样可以反映剪应力和剪切位移的关系^[16]。以剪切位移代替剪应变,即有

$$\tau = G\delta (1 + \delta^p/q)^\epsilon \quad (13)$$

式中 δ 为剪切位移,其他符号及其意义同上。

2.2.2 动态屈服加速度计算

如图6所示,在地震作用下滑动体绕极点沿对数螺旋滑面做旋转剪切下滑。根据对数螺旋线的性质,各条块发生的剪切位移不同,各条块在滑面的作用力会随滑体下滑发生改变,同时这也将导致其本构模型参数(*G*,*p*,*q*, ϵ)发生动态变化,二者共同影响边坡的动态屈服加速度。

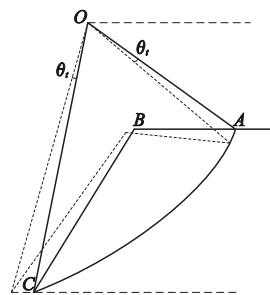


图6 边坡下滑示意图

Fig. 6 Slope slide diagram

以地震记录间隔对边坡屈服加速度进行更新。设 t 时刻边坡累计下滑转角为 θ^t , 此时第 i 条块的剪切位移 δ_i^t 可表示为

$$\delta_i^t = \theta^t r_i e^{\theta^t \tan \varphi} \quad (14)$$

滑面正应力为

$$\sigma_i^t = \frac{W_{vi} \cos \theta^t \cos(\beta_i - \theta^t)}{l_i e^{\theta^t \tan \varphi}} - \frac{W_{hi} \cos \theta^t a_h^t \xi \alpha_i \sin(\beta_i - \theta^t) / g}{l_i e^{\theta^t \tan \varphi}} \quad (15)$$

式中 a_h^t 为 t 时刻的水平地震加速度。

本构模型参数是正应力的函数^[15], 有

$$G_i^t = G_0 + b_1 \sigma_i^t + b_2 \sigma_i^{t^2} \quad (16)$$

$$\epsilon_i^t = \frac{\epsilon_0}{1 + (\frac{\epsilon_0}{\epsilon_c} - 1) (\frac{\sigma_i^t}{\sigma_c})^\zeta} \quad (17)$$

式中 G_0 为法向应力等于 0 的 G 值, b_1 和 b_2 为常数, ϵ_0 为法向应力等于 0 的 ϵ 值, ϵ_c 为法向应力等于 σ_c 的 ϵ 值 (σ_c 为试验中任一法向应力), ζ 为常数。参数 G_i^t 和 ϵ_i^t 的具体表达式可由一组滑带土的剪切试验确定。

$$a_c^t = \frac{\sum_{i=1}^n G_i^t \delta_i^t (1 + \delta_i^{t^2} / q_i^t)^{\epsilon_i^t} l_i e^{\theta^t \tan \varphi} - \sum_{i=1}^n w_{vi} \cos \theta^t \sin(\beta_i - \theta^t)}{\sum_{i=1}^n \xi \alpha_i w_{hi} \cos \theta^t \cos(\beta_i - \theta^t)} g \quad (23)$$

2.2.3 震后水平位移计算

对上述 $a_h^t > a_c^t$ 的时刻, 滑动体转动下滑, 其转动角加速度可确定为

$$\ddot{\theta} = \frac{a_h^t - a_c^t}{r_D^t} \sin(\theta_D^t - \varphi) \quad (24)$$

式中 r_D^t 为 t 时刻滑动体的质心 D^t 到极点的距离, 如图 7 所示, 且有 $r_D^t = r_D e^{\theta^t \tan \varphi}$, r_D 为初始时刻质心 D 到极点的距离, 可借助拆补思想进行数学积分获得, $\theta_D^t - \varphi$ 为滑动体质心下滑速度方向与竖直方向的夹角。

经过地震记录间隔 Δt , 滑动体发生的转角为

$$\Delta \theta^t = \iint \ddot{\theta}^t dt dt, \text{ 则 } t+1 \text{ 时刻的累计转角有 } \theta^{t+1} =$$

$\theta^t + \Delta \theta^t$, 由此可进行下一地震时程的屈服加速度更新和下滑转角计算。

由于累计下滑转角随着地震时程不断变化, 各 Δt 时段滑动体的转角线位移与水平方向的夹角也是变化的。因此地震时程内发生的边坡水平位移需要对各时段内的水平位移分别计算并求和。

如图 8 所示, 滑动体在 t 时刻历经 Δt 时段的下滑转角为 $\Delta \theta^t$, r_C^t 为 t 时刻坡脚到极点的距离, θ_C^t 为其对应的极角。

根据式(11,12), 参数 p_i^t 和 q_i^t 相应确定为

$$p_i^t = \frac{[\tau_{i,peak}^t / (\delta_{i,peak}^t G_i^t)]^{1/\epsilon_i^t}}{\epsilon_i^t \{1 - [\tau_{i,peak}^t / (\delta_{i,peak}^t G_i^t)]^{1/\epsilon_i^t}\}} \quad (18)$$

$$q_i^t = -(\delta_{i,peak}^t)^{p_i^t} (1 + p_i^t \epsilon_i^t) \quad (19)$$

式中 $\delta_{i,peak}^t$ 和 $\tau_{i,peak}^t$ 指正应力为 σ_i^t 时峰值点对应的剪切位移和剪应力, 其中 $\delta_{i,peak}^{t^2} = d_1 + d_2 \sigma_i^t + d_3 \sigma_i^{t^2}$, $\tau_{i,peak}^t = c + \sigma_i^t \tan \varphi$, d_1, d_2, d_3 同样可由剪切试验确定。

t 时刻, 抗滑力为

$$R^t = \sum_{i=1}^n G_i^t \delta_i^t (1 + \delta_i^{t^2} / q_i^t)^{\epsilon_i^t} l_i e^{\theta^t \tan \varphi} \quad (20)$$

自重产生的下滑力

$$S1^t = \sum_{i=1}^n w_{vi} \cos \theta^t \sin(\beta_i - \theta^t) \quad (21)$$

地震产生的下滑力

$$S2^t = \sum_{i=1}^n a_h^t \xi \alpha_i w_{hi} \cos \theta^t \cos(\beta_i - \theta^t) / g \quad (22)$$

此时的屈服加速度, 也即实时屈服加速度可表示为

在此时段坡脚线位移 S_c^t 计算为

$$S_c^t = \Delta \theta^t r_C^t \sec \varphi \quad (25)$$

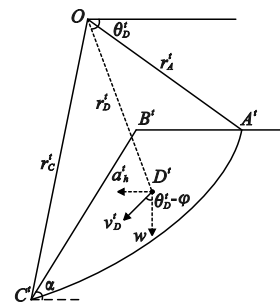


图 7 转动角加速度计算原理

Fig. 7 Diagram of calculation principle of rotational angular acceleration

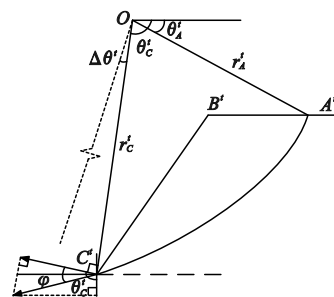


图 8 坡脚水平位移计算

Fig. 8 Diagram of slope toe horizontal displacement calculation

其水平分量为

$$S_{cx}^t = \Delta\theta^t r_c^t \sec\varphi \sin(\theta_c^t - \varphi) \quad (26)$$

整个地震时程内坡脚的总水平位移 S_{cx} 为

$$S_{cx} = \sum_{t=1}^N S_{cx}^t = \sum_{t=1}^N \Delta\theta^t r_c^t \sec\varphi \sin(\theta_c^t - \varphi) \quad (27)$$

式中 N 为地震波记录个数,也即地震波时程内时间间隔 Δt 的数量。

震后位移的迭代计算建立在对各时刻屈服加速度和条块参数更新的基础上,具体过程通过编程实现。

表 1 应变软化本构模型参数

Tab. 1 Parameters of strain-softening constitutive model

G_0/kPa	$b_1/(1 \cdot \text{kPa}^{-1})$	$b_2/(1 \cdot \text{kPa}^{-2})$	$\epsilon_0/1$	$\xi/1$	$d_1/1$	$d_2/(1 \cdot \text{kPa}^{-1})$	$d_3/(1 \cdot \text{kPa}^{-2})$
32.64	-9.28×10^{-2}	6.34×10^{-4}	-0.56	1.31	169	-0.26	10^{-4}

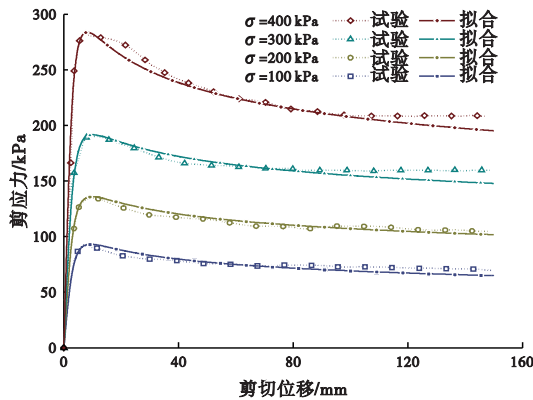


图 9 试验与拟合的剪切特性曲线对比

Fig. 9 Comparison of experimental and fitted shear characteristic curves

由模型曲线回归得到的抗剪强度指标列入表 2。

选取 El-centro 波作为算例地震波形,其波形如图 10 所示。

表 2 抗剪强度指标

Tab. 2 Shear strength index

峰值粘聚力	峰值内摩擦角	残余粘聚力	残余内摩擦角
c_p/kPa	$\varphi_p/(\text{°})$	c_r/kPa	$\varphi_r/(\text{°})$
25.085	28.493	17.181	23.881

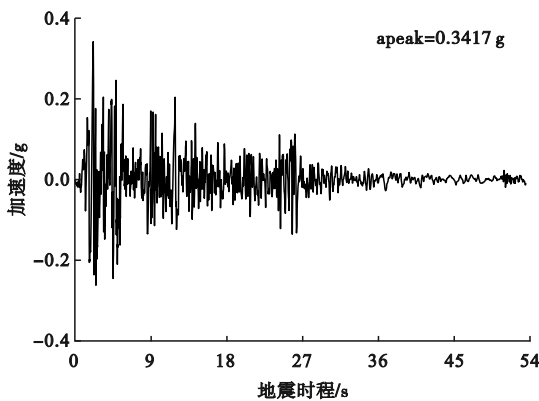


图 10 El-centro 波

Fig. 10 El centro wave

3 算例分析

为分析本文提出的方法与不考虑滑面应变软化效应的传统方法计算结果之间的差异,采用算例对比分析。均质土坡计算模型如图 2 所示,坡高 $H=14.18\text{ m}$,坡角 $\alpha=65^\circ$,土重度 $\gamma=20\text{ kN/m}^3$,弹性模量 $E_s=12\text{ MPa}$,泊松比 $\nu=0.3$,根据剪切试验数据^[17]确定的软化模型参数列入表 1,试验与拟合曲线对比如图 9 所示。

3.1 动态屈服加速度对比分析

分别使用传统方法(式 9)与本文方法(式 23)计算屈服加速度,结果对比如图 11 所示。

由图 11 可知,(1)传统方法计算的屈服加速度为定值,这是因为传统屈服加速度只与峰值抗剪强度指标以及各滑块的初始位置相关,不受其他因素影响;(2)本文方法计算动态屈服加速度其起点由负值陡增,系本构模型中剪切位移 $\delta=0$ 时土体发挥的抗剪强度 $\tau=0$ 所致;(3)在 $2.06\text{ s} \sim 2.12\text{ s}$ 内,本文方法计算的动态屈服加速度增大至接近传统方法计算的屈服加速度,其原因是伴随着更剧烈的震动作用,滑动体剪切位移 δ 继续增加,且下滑转角的变化导致条块滑面的正应力 σ 有所提高,致使抗剪强度逐渐发挥至最大值;(4)两种方法计算的最大屈服加速度相近但不相等,其差值为传统屈服加速度的 0.35% ,分析其原因为传统方法假设各条块同时发挥出其最大抗剪强度,而本文方法各条块抗剪强度发挥与位移相关;(5)在 2.12 s 之后,随着地震波继续作用,本文方法计算的屈服加速度逐渐减小,且减小趋势与地震加速度的大小(也即地震记录间隔内发生的剪切位移大小)高度关联,体现了滑带土的应变软化性质。

3.2 震后位移对比分析

使用峰值强度指标计算的震后位移($p-d$)、残余强度指标计算的震后位移($r-d$)与本文提出的考虑应变软化效应计算的震后位移($s-d$)结果对比如图 12 所示。

图 12 所示曲线有以下特点,(1)起点阶段。 $s-d$ 曲线由于本构模型设置的原因最先发生位移,由 0 mm 陡增至 3.05 mm ; $r-d$ 曲线次之,在 1.38 s 受地震扰动开始滑动; $p-d$ 曲线在 2.02 s 附近受地

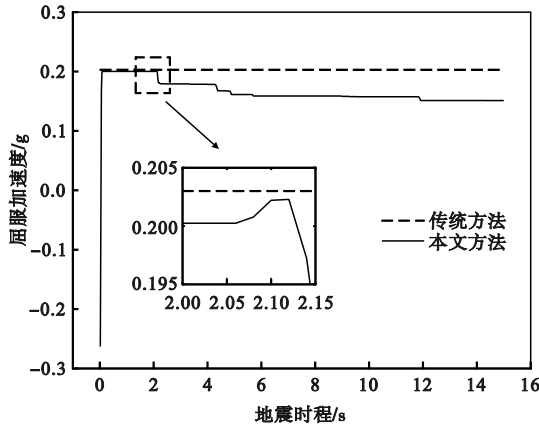


图 11 地震时程屈服加速度曲线

Fig. 11 Yield acceleration curve of seismic time history

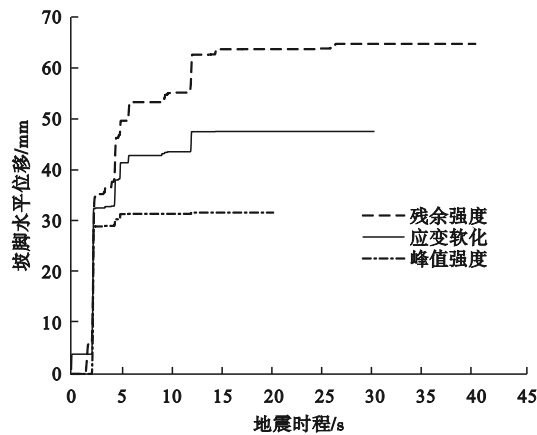


图 12 边坡水平位移时程曲线

Fig. 12 Slope horizontal displacement time history curve

震作用最后发生位移。(2)爬升阶段。 $r-d$ 曲线台阶多而陡,其原因是使用残余强度指标计算的边坡实时屈服加速度受地震扰动的致滑时刻较多;相反,使用峰值强度指标计算的边坡实时屈服加速度受地震扰动的致滑时刻较少,故 $p-d$ 曲线台阶少而缓;而 $s-d$ 法整体走势介于两者之间,说明由于应变软化效应,滑带土的强度发生了由峰值向残余的过渡。(3)平稳阶段。 $r-d$ 曲线最终稳定的坡脚位移最大,为 64.95 mm; $p-d$ 曲线最终稳定的坡脚位移最小,为 31.75 mm;而考虑应变软化效应的 $s-d$ 曲线达到稳定的坡脚位移为 47.67 mm,介于两者之间,相交于传统峰值强度计算方法位移增加了 50.27%。需要说明的是, $s-d$ 曲线在初始时刻计算得到 3.05 mm 位移非地震导致的塑性位移。

3.3 土体参数影响分析

取四组土体参数分析其震后位移规律。考虑到实际工况中粘土软化的主要原因是粘聚力的丧失,而内摩擦角的弱化不甚明显,故取 $\varphi = 28^\circ$, c 分别为 21 kPa, 23 kPa, 25 kPa, 27 kPa, 计算其在考虑应变软化与不考虑应变软化的震后位移。位移

时程曲线如图 13 所示。

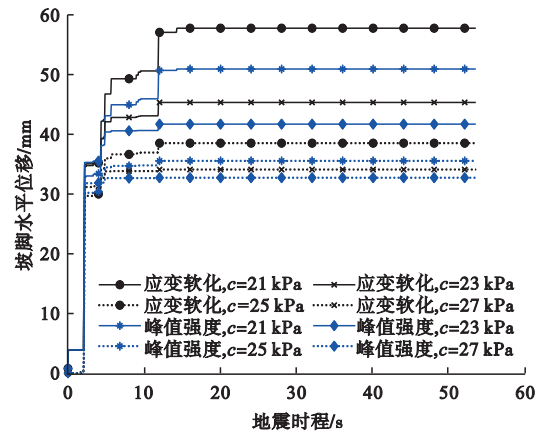


图 13 不同土体粘聚力的边坡位移时程曲线

Fig. 13 Slope displacement time history curve of different soil cohesion

由图 13 可以看出,考虑应变软化计算得到的震后位移均大于不考虑应变软化计算得到的震后位移,说明传统不考虑应变软化效应的计算方法有低估震后位移的风险。此外,随着粘聚力的减小,两种方法计算的位移及其之间的差值均随之增大,主要原因是随着边坡稳定性的降低,屈服加速度减小,受地震扰动的剪切下滑位移相应增大,此外土体的软化程度与剪切位移密切相关(图 9),剪切位移大,则土体的软化程度大,因此两者的计算结果差异也会增大。

3.4 软化系数影响分析

分别取 ϵ_0 为 $-0.52, -0.54, -0.56, -0.58, -0.60$, 使用传统方法和本文方法计算震后位移,震后位移计算结果列入表 3。

表 3 不同软化模型参数下的边坡震后位移
Tab. 3 Seismic displacement of slope under different strain softening model parameters

参数 $\epsilon_0/-1$	震后位移/mm	
	传统方法	本文方法
0.52		37.66
0.54		41.13
0.56	31.75	47.67
0.58		56.67
0.60		74.95

两种方法计算的震后位移值对比如图 14 所示。

根据表 3 及图 14 可以看出,传统 Newmark 方法计算的震后位移未有变化,是因为其计算过程以土体的峰值抗剪强度指标为基础,不考虑土体的软化性质,故不受应变软化本构模型中参数的影响。

随着软化系数逐渐减小,本文 Newmark 方法计算的震后位移逐渐增大,土体应变软化系数从-0.52 减小至-0.60,边坡震后水平位移增加 99.02%,这是因为软化系数越小,土体强度进入软化阶段后衰减越快,也即土体的软化性质越明显,这将导致边坡屈服加速度也随之减小,边坡致滑时刻增多,故震后位移增大。

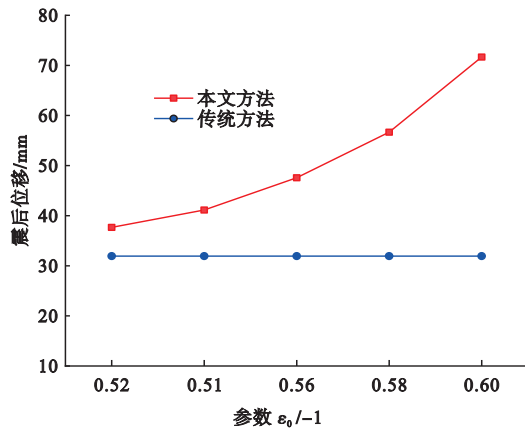


图 14 不同软化模型参数下的边坡震后位移

Fig. 14 Seismic displacement of slope under different strain softening model parameters

4 结 论

(1) 本文提出的边坡震后位移求解方法相比于传统方法,可实时反映地震时程中滑动体各条块发挥最大抗剪强度的时间差异以及随下滑过程各条块逐渐发挥到最大剪切强度而后软化衰减的作用过程,考虑因素更为全面,方法更为合理。

(2) 算例结果表明,本文提出方法计算的边坡震后水平位移大于传统的采用峰值强度指标的计算结果,较传统方法计算的震后水平位移增大了 50.27%,且随着边坡稳定性的变差,是否考虑应变软化效应的计算结果的差距会逐步增大,说明传统计算方法会低估滑坡风险。

(3) 土体的应变软化系数对边坡震后水平位移计算结果影响显著。算例结果表明,边坡震后水平位移随土体应变软化系数的减小而增大,土体应变软化系数从-0.52 减小至-0.60,边坡震后水平位移增加了 99.02%。

参考文献(References):

[1] 杜修力,路德春. 土动力学与岩土地震工程研究进展[J]. 岩土力学, 2011, **32**(S2): 10-20. (DU Xiu-li, LU De-chun. Advances in soil dynamics and geotechnical earthquake engineering[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(S2): 10-20. (in Chinese)).

[2] Newmark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. *Geotechnique*, 1965, **15**(2): 139-160.

[3] Crespellani T, Facciorusso J, Madiati C, et al. Influence of uncorrected accelerogram processing techniques on Newmark's rigid block displacement evaluation[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, **23**(6): 415-424.

[4] Bozbey I, Gundogdu O. A methodology to select seismic coefficients based on upper bound "Newmark" displacements using earthquake records from turkey[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, **31**(3): 440-451.

[5] Li X X. Quasi-static analysis of multi-directional anchored rock slope under complex conditions[J]. *Journal of China Coal Society*, 2011, **36**(S2): 254-258.

[6] 李红军,迟世春,钟红,等. 考虑时程竖向加速度的 Newmark 滑块位移法[J]. 岩土力学, 2007, **28**(11): 2385-2390. (LI Hong-jun, CHI Shi-chun, ZHONG Hong, et al. Effects of vertical acceleration time-histories on Newmark sliding block analyses[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(11): 2385-2390. (in Chinese)).

[7] 陈春舒,夏元友. 基于极限分析的边坡实时动态 Newmark 滑块位移法[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(12): 2507-2515. (CHEN Chun-shu, XIA Yuan-you. A real-time dynamic Newmark sliding block method for slopes based on limit analysis[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(12): 2507-2515. (in Chinese)).

[8] Chen C S, Xia Y Y, Bowa V M. Slope stability analysis by polar slice method in rotational failure mechanism[J]. *Computers and Geotechnics*, 2017, **81**: 188-194.

[9] 李英俊,夏元友,王智德. 地震作用下土钉支护边坡震后位移分析[J]. 岩土力学, 2020, **41**(9): 3013-3021. (LI Ying-jun, XIA Yuan-you, WANG Zhi-de. Post-seismic displacement analysis of soil-nailed slope under earthquake[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, **41**(9): 3013-3021. (in Chinese)).

[10] 赵宇臻,夏元友,王智德,等. 锚固岩质边坡震后位移实时动态 Newmark 滑块位移法[J]. 应用力学学报, 2021, **38**(5): 2057-2063. (ZHAO Yu-zhen, XIA Yuan-you, WANG Zhi-de, et al. The real-time dynamic Newmark sliding block displacement method for post-earthquake displacement of anchored rock slope[J]. *Chinese Journal of Applied Mechanics*, 2021, **38**(5): 2057-2063. (in Chinese)).

[11] Skempton A W. Residual strength of clays in land-

- slides, folded strata and the laboratory [J]. *Geotechnique*, 1985, **35**(1):3-18.
- [12] Jurado-piña R, Jimenez R. A genetic algorithm for slope stability analyses with concave slip surfaces using custom operators [J]. *Engineering Optimization*, 2015, **47**(4):453-472.
- [13] 王 伟, 苏小卒. 动力松弛法在应变软化类结构有限元静力分析中的应用[J]. 计算力学学报, 2018, **35**(2):230-237. (WANG Wei, SU Xiao-zu. Application of dynamic relaxation method in finite element static solution of strain-softening-type structure[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2018, **35**(2):230-237. (in Chinese))
- [14] 苏永华, 李 帅, 方砚兵. 基于突变特征的边坡双强度折减系数量化研究[J]. 计算力学学报, 2019, **36**(3):375-382. (SU Yong-hua, LI Shuai, FANG Yan-bing. Quantitative research on two strength reduction factors of slope based on mutation characteristic[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2019, **36**(3):375-382. (in Chinese)).
- [15] 卢应发. 一种新的本构模型及参数标定[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8):2138-2144. (LU Ying-fa. A new constitutive model and its parameter calibration[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(8):2138-2144. (in Chinese)).
- [16] 王 振, 叶晓明, 刘永新. 考虑滑坡渐进破坏的改进简布条分法[J]. 岩土力学, 2018, **39**(2):675-682. (WANG Zhen, YE Xiao-Ming, LIU Yong-xin. Improved Janbu slices method considering progressive destruction in landslide[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, **39**(2):675-682. (in Chinese)).
- [17] 范志强, 唐辉明, 谭钦文, 等. 滑带土环剪试验及其对水库滑坡临滑强度的启示[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(9):1698-1706. (FAN Zhi-qiang, TANG Hui-ming, TAN Qin-wen, et al. Ring shear tests on slip soils and their enlightenment to critical strength of reservoir landslides[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(9):1698-1706. (in Chinese)).

Seismic displacement calculation method of slope with considering strain-softening effect of slip surface

WANG Jia-xin, XIA Yuan-you*, WANG Zhi-de

(School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

Abstract: The Newmark sliding block displacement method is used to calculate the seismic displacement of a slope, and the yield acceleration of a slope is considered to be a constant value, without considering the strain-softening effect of the slip surface and the influence of the real-time dynamic change of sliding slice geometric parameters during the seismic time history. For a homogeneous soil slope, based on the pseudo-static limit equilibrium theory, the calculated logarithmic spiral slip surface assumption, the strain-softening effect of the slip surface and the effect of real-time sliding angle on slice geometric parameters during the earthquake time history are considered, the formula for the dynamic yield acceleration and seismic displacement with considering the effect of strain-softening, and the calculation of slope seismic displacement is programmed. The results show that the slope dynamic yield acceleration firstly increases and then decreases as the steady growth of slope sliding angle. Considering the strain-softening effect, the calculated seismic displacement value of the slope is bigger than the calculated peak strength, but smaller than the calculated residual strength. With the decrease of the slope stability, the calculation results of the seismic displacement with and without strain softening effect both increase, and the gap between them also increases.

Key words: slope; strain softening; Newmark sliding block displacement method; seismic displacement; real-time dynamic