

土钉支护边坡动力模型的建立及地震响应分析

朱彦鹏, 董建华

(兰州理工大学 土木工程学院, 兰州 730050)

摘 要: 参照上部结构抗震设计的方法, 对土钉支护边坡的抗震设计提出了 3 个水准的抗震设防要求和两阶段设计法。综合考虑输入地震波的特性、边坡土体特性、坡高因素, 以及土体边坡在水平地震激励下, 其位移响应主要为剪切型变形, 建立了土钉支护边坡地震动力简化模型。该模型将同一水平层不稳定土体、稳定土体在水平地震作用下运动趋势假想为同步, 两者之间相互作用很小, 因此, 取不稳定土体和面板为研究对象。由于面板很柔, 其运动随着土体的运动而变化, 其刚度只考虑剪切刚度, 将土钉处理成弹性支座, 建立了土钉支护边坡振动方程, 求解了在简谐地震作用下土钉支护边坡动力响应的解析解, 通过该模型可以得到滑移面附近土钉轴力动力响应和土钉支护边坡的弹性动位移响应。最后, 结合案例进行了分析, 比较了按此分析方法与用 ADINA 按弹性有限元方法计算的结果, 两者吻合较好。故这种方法可用于土钉支护边坡的第 1 阶段的抗震分析与设计。

关 键 词: 土钉; 边坡; 动力模型; 地震响应; 抗震设计

中图分类号: TU 476

文献标识码: A

Dynamic calculation model and seismic response for slope protected by soil nailing under earthquake

ZHU Yan-peng, DONG Jian-hua

(College of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China)

Abstract: Corresponding to design method of highrise building aseismic design, the request of three levels aseismic fortification design and the design way of two stages are proposed for the slope protected by soil nailing. Considering seismic excitation property, soil property and slope height, occurring shear displacement under horizontal excitation, a simplified dynamic calculation model of soil nailing protected structures for the slope is proposed. Based on the hypothesis that the lateral displacement of the stability soil and instability soil is nearly in phase and the lateral interaction between them is ignored under horizontal excitation, the instability soil and the facing are treated as study object. Because the facing is flexible, its lateral displacement depends on the lateral displacement of instability soil. The soil nailing is served as the elastic supports. Under the condition of horizontal earthquake excitation the equation of vibration is established in accordance with being mentioned ahead; the analytical solutions are obtained for simple harmonic vibration. The soil nailing axial force response in the neighborhood of failure surface and elastic lateral displacement history can be obtained by this method. The method is applied to a case record for illustration of its capability; in order to verify the method 3-D nonlinear FEM (ADINA) is used to analyze the seismic performance of this case; the comparison of results, using the proposed approach and FEM shows good agreement. This method can be used the first stage aseismic fortification design and analysis of the slope protected by soil nailing.

Key words: soil nailing; slope; dynamic calculation model; seismic performance; aseismic design

1 引 言

我国西北地区沟壑纵横, 大多为黄土地区, 在这些地区修建城市设施、公路和铁路时都会遇到边坡的开挖和回填问题, 为防止滑坡和泥石流的发生

则必然要支挡, 这样才能保证建筑、高速公路和铁路的使用安全。而这些支护结构的设计必须按照永久性边坡支护进行设计, 必须考虑地震等偶然作用。

近年来, 在高速公路建设中, 许多地方采用了土钉支护边坡^[1]。对于土钉支护边坡的地震研究也

取得了一些进展:德国在 1979 年 Stuttgart 建造了第 1 个永久性土钉工程(边坡高 14 m),并进行了连续监测^[2];Sherif Hanna、Ilan Juran 等人研究了地震地区土钉支护结构的设计问题^[3];针对华盛顿州 Puget Sound 区发生的 Ms6.8 级地震,Cotton, David 等人对美国在建的最深的土钉支护结构的地震响应进行了评估^[4];Vucetic, Tufenkjian 等人给出了一系列土钉支护离心模型试验,通过施加不同量级的水平振动研究模型的抗震能力^[5];朱彦鹏等人对土钉支护边坡采用有限元进行了动力时程分析^[6];台湾大学对土钉加筋的动力作用机制做过研究,包括模型试验、现场观察,以及数值分析等^[7-8];北京交通大学对南昆铁路膨胀土土钉挡墙进行了现场测试,就墙体变形、土钉内力分布规律进行了探讨^[9],研究表明,土钉支护是在地震地区用作边坡支护结构的好方法。

目前,常用的土钉支护边坡地震响应分析方法有:边界元法、快速拉格朗日法和动力有限元法^[10-11]等。这些数值方法虽能全面地考虑各种因素,但其建模复杂、参数不易确定以及计算耗时,对于大量的工程设计与分析无疑是不切实际的。

工程抗震设防的基本目的是在一定的经济条件下,最大限度地限制和减轻建筑物或构筑物的地震破坏,保障人民生命财产的安全。为了实现这一目的,参照上部结构抗震设计的方法,土钉支护边坡的抗震设计也采用“小震不坏、中震可修、大震不倒”作为基本准则。对应于前述设计准则,我国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001)明确提出了基于概率的 3 个水准抗震设防要求和两阶段设计方法。对于土钉支护边坡抗震设计也采用两阶段设计方法,第 1 阶段设计按多遇地震烈度对应的地震作用效应和其他荷载效应的组合,验算土钉支护结构的承载能力和土钉支护边坡的弹性变形;第 2 阶段设计按罕遇地震烈度对应的地震作用效应,验算土钉支护边坡的弹塑性变形。对于第 2 阶段设计可采用 Newmark 有限滑动位移法计算永久位移来实现,第 1 阶段设计目前国内外都采用刚性挡墙的地震土压力进行抗震设计,由于土钉支护结构属于柔性支护结构,土压力随挡墙的位移和设计参数动态变化,滑移破裂面也随输入加速度的不同而变化,采用刚性挡墙土压力取值存在不合理性,而且土钉支护边坡的弹性变形没有给出计算模型。目前,国内外对土钉支护边坡的第 1 阶段抗震设计基本上没人研究。本文考虑地震波特性、边坡土体特性以及坡高因素,根据土体边坡在受到水平地震激励时产生的

变形机制,地震加速度响应在水平方向变化很小^[12],建立了土钉支护边坡地震动力简化模型,该模型将同一水平层不稳定土体、稳定土体在水平地震作用下运动趋势假想为同步,两者之间相互作用很小,因此,取不稳定土体和面板为研究对象,由于面板很柔,其运动随着土体的运动而变化,将土钉处理成弹性支座。通过该模型可以得到滑移面附近土钉轴力动力响应和土钉支护边坡的弹性动位移响应,为土钉支护边坡的第 1 阶段地震分析和抗震设计提供了依据。

2 动力计算模型的建立

本文在建立土钉支护边坡的水平地震动模型时,采用了下述假设^[13-16]:

- (1) 在水平地震作用下,坡后土体的位移响应为剪切变形;
- (2) 在水平地震作用下,稳定土层和不稳定土层的运动趋势相同,两者之间相互作用很小,因此,稳定体和不稳定体之间的相互作用忽略不计;
- (3) 设面板随着土体一起振动,且不考虑面板和土体之间的滑移和张开;
- (4) 在水平地震作用下,坡后土体的竖向位移忽略不计;
- (5) 在水平地震作用下,坡脚附近位移很小,可忽略不计。

2.1 刚性模型

当边坡相对不是很高,土质均匀,而且比较硬,输入的地震波频率低、波比较长,如图 1 所示,在这种情况下土层的运动比较同步,相对位移很小^[17],模型简化为刚性模型,即把不稳定土体和面板简化为刚性体,把土钉简化为弹性支座,如图 2 所示,滑移面取通过坡脚的平面破裂面,由于在振动加速度激发过程中,按照 Pseudo-static 分析原理,边坡不稳定体滑移面与水平面的夹角 ψ 将随着水平加速度 a_h 增大而减小,滑动面逐渐变为平缓,其中 ψ 值由下式确定^[18]:

$$\psi = \varphi - \arctan\left(\frac{a_h}{g}\right) + \arctan\left(\frac{q-p}{e}\right) \quad (1)$$

式中:

$$p = \tan\left[\varphi - \arctan\left(\frac{a_h}{g}\right)\right] \quad (2)$$

$$q = \sqrt{p(p+r)(r\zeta+1)} \quad (3)$$

$$e = 1 + \zeta(p + r) \quad (4)$$

$$r = \frac{1}{p} \quad (5)$$

$$\zeta = \tan \left[\delta + \arctan \left(\frac{a_h}{g} \right) \right] \quad (6)$$

φ 为土体内摩擦角; δ 为土体与面板的摩擦角。

如图2所示, 模型为单自由度体系。设在振动中边坡不稳定体绕坡脚O的转角为 θ , 由 $\sum M_O = 0$ 得振动方程:

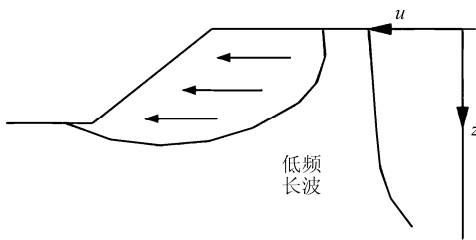


图1 刚性地震运动模型

Fig.1 The rigidity earthquake movement model

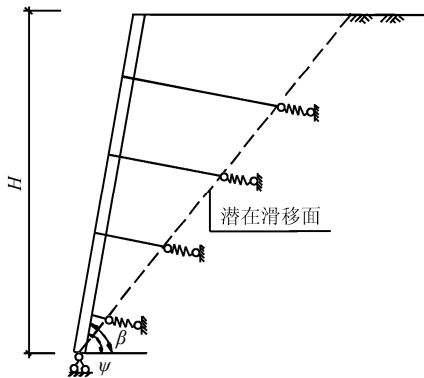


图2 土钉支护的刚性地震运动计算简图

Fig.2 The calculating sketch of rigidity earthquake movement for soil nailing protection

$$\left(m_f \frac{H^2}{4} + m_s Y_c^2 \right) \frac{d^2 \theta}{dt^2} + \sum_{i=1}^n k_{ij}^z d_i^2 \theta \cos \alpha = - \left(m_f \frac{H}{2} + m_s Y_c \right) \frac{d^2 u_g}{dt^2} \quad (7)$$

式中: m_f 为面层的质量; m_s 为不稳定土体的质量; n 为竖向土钉的根数; H 为边坡的高度; Y_c 为不稳定土体形心位置纵坐标, 根据几何关系得 $Y_c = \frac{2H}{3}$;

k_{ij}^z 为土钉支座弹性刚度系数; d_i 为土钉钉头位置到坡脚的距离; α 为土钉与水平方向的夹角; u_g 为水平地震激励。

初始条件:

$$\theta(0) = 0 \quad (8)$$

$$\frac{d\theta}{dt} \Big|_{t=0} = 0 \quad (9)$$

2.2 柔性模型

当边坡相对比较高, 土质不均匀, 而且比较软, 输入的地震波频率高、波比较短, 如图3所示, 在这种情况下土层的运动不同步, 相对位移很大^[17], 模型简化为柔性模型, 即把不稳定土体和面板简化为弹性体, 把土钉简化为弹性支座, 滑移面与水平面的夹角取值同刚性模型, 如图4所示, 模型为多自由度体系。此模型可以看作带弹性支座变截面剪切梁, 为了简化计算, 采用集中质量法进行边坡地震动力响应分析。考虑土钉对土体的分层, 每层土钉和土钉周围土体被看作复合块体一起运动, 将以土钉头为中心, 上下各取土钉竖向间距的1/2进行质量集中, 土层的最上层质量的1/2集中在坡顶面, 最下层质量的1/2和坡底结合在一起, 如图4所示。在抗震设计中, 面板一般取100~200 mm, 属于柔性支护结构, 其变形主要依赖土体的变形, 因此, 只考虑面层的剪切刚度。阻尼采用瑞雷阻尼。经过质量集中成 m 个质点后, 可按 m 个自由度系统的运动方程进行响应计算, 其运动方程矩阵形式如下:

$$\text{其中: } m = n + 1 \quad (10)$$

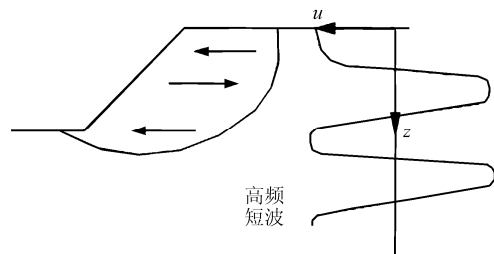


图3 柔性地震运动模型

Fig.3 The flexible earthquake movement model

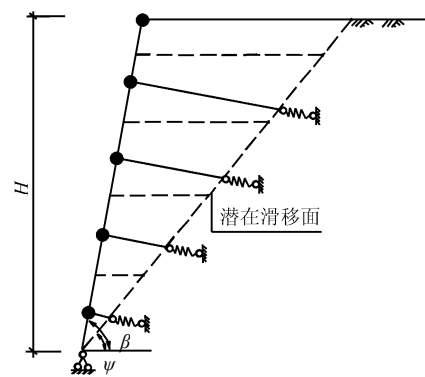


图4 柔性地震运动计算简图

Fig.4 The calculating sketch of flexible earthquake movement

$$[M]\left\{\frac{d^2u}{dt^2}\right\} + [C]\left\{\frac{du}{dt}\right\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\frac{d^2u_g}{dt^2} \quad (11)$$

式中: $\{I\}$ 为单位向量; 质量矩阵为

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & & & \\ & M_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & M_m \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\text{刚度矩阵为 } [K] = [K]^f + [K]^s + [K]^z \quad (13)$$

$[K]^f$ 为面板的剪切刚度矩阵; $[K]^s$ 为土体的剪切刚度矩阵; $[K]^z$ 为土钉支座的弹性矩阵。

$$[K]^f = \begin{bmatrix} k_{11}^f & k_{12}^f & & & \\ k_{21}^f & k_{22}^f & \ddots & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & \ddots & k_{m-1,m-1}^f & k_{m-1,m}^f \\ & & & k_{m,m-1}^f & k_{m,m}^f \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$[K]^s = \begin{bmatrix} k_{11}^s & k_{12}^s & & & \\ k_{21}^s & k_{22}^s & \ddots & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & \ddots & k_{m-1,m-1}^s & k_{m-1,m}^s \\ & & & k_{m,m-1}^s & k_{m,m}^s \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$[K]^z = \begin{bmatrix} k_{11}^z & & & & \\ & k_{22}^z & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & k_{m-1,m-1}^z \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

阻尼矩阵的具体形式与所采用的阻尼假定有关, 为了计算简单, 本文采用常用的瑞雷阻尼, 则阻尼矩阵为

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (17)$$

式中: a , b 分别为质量阻尼常数和刚度阻尼常数, 其值可用下式计算:

$$a = \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{(\omega_j^2 - \omega_i^2)} \omega_i \omega_j \quad (18)$$

$$b = \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{(\omega_j^2 - \omega_i^2)}$$

式中: ω_i 和 ω_j 分别为计算模型的第 i 和第 j 振型的固有频率; ξ_i 和 ξ_j 为相应的阻尼比, 根据试验确定。位移向量:

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_m \end{Bmatrix} \quad (19)$$

土层质量 M_i 用下式计算:

$$M_i = \rho_i B_i S_h \quad (20)$$

式中: ρ_i 为第 i 层土的密度; S_h 为土钉的水平间距; B_i 为第 i 层土的竖向截面积, 其值为

$$B_i = \frac{1}{2} \left(d_i + \frac{S_v}{2} \right) \frac{\sin(\beta - \psi)}{\sin \psi} \left(d_i + \frac{S_v}{2} \right) \quad (21)$$

$$B_i = d_i \frac{\sin(\beta - \psi)}{\sin \psi} S_v \quad (22)$$

$$B_m = \frac{1}{2} \left(H + d_{m-1} - \frac{S_v}{2} \right) \frac{\sin(\beta - \psi)}{\sin \psi} \left(H - d_{m-1} + \frac{S_v}{2} \right) \quad (23)$$

式中: β 为边坡的坡角; S_v 为土钉的竖向间距;

面板的刚度只考虑剪切刚度, 把面板看作连续剪切梁计算, 其宽度取土钉的水平间距。

土层的剪切刚度 k_i^s 计算^[19]:

$$\tau_i = G \gamma_i \quad (24)$$

$$\tau_i = \frac{V_i}{S_i} \quad (25)$$

式中: G 为土的剪切模量; τ_i 为第 i 土层上的剪应力; V_i 为作用在第 i 土层上的水平剪力; S_i 为第 i 土层的等效水平剪切面积;

$$\gamma_i = \frac{\Delta u_i}{h_i} \quad (26)$$

式中: γ_i 为第 i 土层上的剪切应变; h_i 为第 i 层土柱的厚度; Δu_i 为在剪力 V_i 作用下所引起的位移。

由式 (24~26) 可以得到:

$$V_i = \frac{G S_i}{h_i} \Delta u_i \quad (27)$$

根据剪切刚度的定义, 当取 $\Delta u = 1$ 时, 则:

$$V_i = \frac{G S_i}{h_i} = k_i^s \quad (28)$$

弹性支座刚度系数: 根据柔度系数 c_{ij}^z 和刚度系数 k_{ij}^z 的关系

$$k_{ij}^z = \frac{1}{c_{ij}^z} \quad (29)$$

柔度系数 c_{ij}^z 的含义为在单位力作用下支座的变形量。由于将同一水平层不稳定土体、稳定土体在水平地震作用下运动趋势假想为同步, 所以支座的变形量主要考虑土钉在稳定土体中的弹性变形 ΔL_a 。因此, 在单位力作用下土钉支座弹性变形量为

$$c_{ij}^z = \frac{\Delta L_a}{R} = \frac{L_{ij}^a}{A_{dij} E_{dij}} \quad (30)$$

式中: A_{dij} 为土钉截面积; E_{dij} 为土钉的弹性模量; L_{ij}^a 为土钉在稳定体中的长度, 其长度由下式确定:

$$L_{ij}^a = l - \frac{d_i \sin(\beta - \psi)}{\sin(\psi + \alpha)} \quad (31)$$

式中: l 为土钉的设计长度。

初始条件:

$$\{u\}_{t=0} = \{0\} \quad (32)$$

$$\left\{ \frac{du}{dt} \right\}_{t=0} = \{0\} \quad (33)$$

在弹性介质内, 剪切波速 V_s , 由下式确定^[20]:

$$V_s = \sqrt{\frac{E_s}{2\rho_s(1+\nu)}} \quad (34)$$

式中: E_s 为土的压缩模量; ρ_s 为土的密度; ν 为波松比。

剪切波在坡体内的传播时间 t 为

$$t = \frac{H}{V_s} \quad (35)$$

设输入地震波的频率为 f , 则其周期 T 为

$$T = \frac{1}{f} \quad (36)$$

波长 λ 、频率 f 和波速 V_s 之间的关系为

$$V_s = \lambda f = \frac{\lambda}{T} \quad (37)$$

通过比较式 (35~37), 可以得到计算模型的类型。

3 简谐地震作用下土钉支护边坡响应分析

本文仅考虑水平简谐振动, 设基岩顶部运动为

$$u_g = U_g \sin \bar{\omega} t \quad (38)$$

式中: U_g 为简谐运动振幅。

3.1 刚性模型地震响应

把式 (38) 代入式 (7) 可得:

$$\left(m_f \frac{H^2}{4} + m_s Y_c^2 \right) \frac{d^2 \theta}{dt^2} + \sum_{i=1}^n k_{zi} d_i^2 \theta \cos \alpha = \left(m_f \frac{H}{2} + m_s Y_c \right) U_g \bar{\omega}^2 \sin \bar{\omega} t \quad (39)$$

$$\text{令 } D = \left(m_f \frac{H^2}{4} + m_s Y_c^2 \right) \quad (40)$$

$$E = \sum_{i=1}^n k_{zi} d_i^2 \cos \alpha \quad (41)$$

$$F = \left(m_f \frac{H}{2} + m_s Y_c \right) U_g \bar{\omega}^2 \quad (42)$$

$$\omega^2 = \frac{E}{D} \quad (43)$$

则方程式 (39) 变为

$$\frac{d^2 \theta}{dt^2} + \omega^2 \theta = \frac{F}{D} \sin \bar{\omega} t \quad (44)$$

当 $\bar{\omega} \neq \omega$ 时, 解得:

$$\theta(t) = \frac{F}{E - D\bar{\omega}^2} \sin \bar{\omega} t - \frac{F\bar{\omega}}{(E - D\bar{\omega}^2)\omega} \sin \omega t \quad (45)$$

3.2 柔性模型地震响应

把式 (38) 代入式 (11) 可得:

$$[M] \left\{ \frac{d^2 u}{dt^2} \right\} + [C] \left\{ \frac{du}{dt} \right\} + [K] \{u\} = [M] \{I\} \bar{\omega}^2 U_g \sin \bar{\omega} t \quad (46)$$

式 (46) 为多自由度体系在地面运动作用下的运动方程, 因是偶联微分方程组, 直接求解解析解有一定的困难。为了简化计算, 本文采用振型分解的方法^[13], 利用振型的正交性, 把联立的微分方程分解成相互独立的振动方程。将多自由度的动力问题变为若干个单自由度体系的问题, 在求得了各单自由度体系的解后, 再将各个解进行组合, 从而求得多自由度体系的地震响应。

求解式 (46), 首先要求 m 个自由度系统的频率和振型的特征值, 求得 m 个特征向量后, 即可由 m 个特征向量组成振型矩阵:

$$[\phi] = [\{\phi\}_1 \quad \{\phi\}_2 \quad \cdots \quad \{\phi\}_m] \quad (47)$$

式 (47) 中 $\{\phi\}_i$ ($i=1,2,\dots,m$) 是相应于每个圆频率 ω_i ($i=1,2,\dots,m$) 的特征向量, 亦即相应于 ω_i 的振型。应用下列线性变换:

$$\{u(t)\} = [\phi]\{Y(t)\} \quad (48)$$

式中: $[\phi]$ 为振型矩阵; $\{Y(t)\}$ 为广义正规坐标。

代入式 (46) 中, 并利用特征向量的正交性就可以得到 m 个独立单自由度方程式:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 Y_i(t)}{dt^2} + 2\xi_i \omega_i \frac{dY_i(t)}{dt} + \omega_i^2 Y_i(t) &= \eta_i \bar{\omega}^2 U_g \sin \bar{\omega} t \\ (i=1,2,\dots,m) \end{aligned} \right\} \quad (49)$$

其中:

$$\eta_i = \frac{\{\phi\}_i^T [M] \{I\}}{\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i} \quad (50)$$

由于初速度和初位移都为 0, 式 (49) 的解为

$$\left. \begin{aligned} Y_i(t) &= \frac{\eta_i}{\omega_{di}} \int_0^t e^{-\xi_i \bar{\omega}(t-\tau)} \bar{\omega}^2 U_g \sin \bar{\omega} t \sin \omega_{di}(t-\tau) d\tau \\ (i=1,2,\dots,m) \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

其中:

$$\omega_{di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (i=1,2,\dots,m) \quad (52)$$

将式 (51) 代入式 (48) 得:

$$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^m \{\phi\}_i Y_i(t) \quad (53)$$

在一般情况下, 只考虑前面几个振型就可以得到较好的近似解。

3.3 地震土压力计算

求得边坡的位移时程后, 其他地震响应量, 如滑坡面附近土钉轴力地震响应 $N_i^d(t)$ 可直接由位移求出:

$$\begin{aligned} N_i^d(t) &= \frac{k_i^z d_i \theta(t)}{\cos \alpha} \quad \text{或} \\ N_i^d(t) &= \frac{k_i^z \{u(t)\}}{\cos \alpha} = \frac{k_i^z \sum_{i=1}^m \{\phi\}_i Y_i(t)}{\cos \alpha} \quad (i=1,2,\dots,m) \end{aligned} \quad (54)$$

由于运动方程是在静力平衡位置建立的, 因此, 总的轴力响应为静力产生的轴力加上地震动力产生的轴力^[13], 令静力产生的轴力为 N_i^s , 则:

$$N_i = N_i^s + N_i^d \quad (55)$$

同理, 总的土压力响应为静土压力加上地震动

土压力。由前面的假定 (2) 可以得到滑坡面上的力为土钉轴力的合力, 通过几何关系得到地震动土压力合力的响应估计值:

$$E^d(t) = \frac{\cos \alpha \sum_{i=1}^n N_i^d(t)}{\sin(\beta + \delta)} \quad (56)$$

式中: $E^d(t)$ 为地震动土压力的合力。

由于 $E^d(t)$ 是非连续函数, 不能用求导的方法求得土压力的分布, 因此, 根据前人的试验研究发现地震土压力沿坡高呈抛物线或倒三角形分布^[21], 本文选取地震动土压力沿坡高的分布为抛物线 $y = \mu x^2$ 。其中 μ 值的确定: 由任意一根土钉轴力峰值 N_{pi}^d 与面板上的影响范围近似得到:

$$p_{pi}^d = \frac{\cos \alpha N_{pi}^d}{S_h S_v} \quad (57)$$

式中: p_{pi}^d 为作用在第 i 层土钉处地震土压力峰值。

由 d_i 和 p_{pi}^d 通过待定系数得到 μ 值。

3.4 面层和钉头的强度验算与设计

土钉支护结构是由混凝土面层和土钉共同作用而工作的, 在地震作用下, 混凝土面层和钉头应按永久性支护结构的强度要求。在确定了计算参数后, 由以上推导的计算公式可分别计算地震动土压力和土钉地震轴力峰值以及面层的内力, 按照永久性支护设计要求分别验算混凝土面层的冲切与强度、钉头的强度^[22-23]。对于混凝土面层, 可按照文献[24]对钢筋混凝土板的要求进行设计, 根据面层竖直方向的内力, 验算混凝土强度和配筋。

4 工程算例

算例 1:

(1) 工程概况

甘肃兰州九州开发区 907 附线道路工程加固, 边坡高度为 7.8 m, 坡面与水平面夹角为 85° , 重要性系数取 1.0, 安全系数取 1.30, 本工程抗震设防烈度为 VIII 度, 地震动加速度峰值取 0.2 g, 土体参数如表 1。

表 1 边坡土体参数
Table 1 Parameters of slope soil

内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	天然重度/(kN·m ⁻³)	极限摩阻力/kPa
22	14	16	50

(2) 支护方案及设计结果

边坡采用土钉墙支护, 采用拟静力极限平衡法进行支护结构计算及动力整体稳定性验算^[22-23]。最

终设计结果如表 2 所示。面层厚度为 0.2 m。土钉墙设计剖面如图 5 所示。

表 2 土钉墙动力支护设计结果表

Table 2 Design of soil nailing for dynamic support

土钉 层号	水平间距 /m	垂直间距 /m	土钉与水 平面夹角 /(°)	锚固体 直径 /mm	钢筋 直径 /mm	土钉 长度 /m
1	1.5	1.5	10	150	20	10.0
2	1.5	1.5	10	150	25	10.0
3	1.5	1.5	10	150	25	10.0
4	1.5	1.5	10	150	25	10.0
5	1.5	1.5	10	150	25	9.0

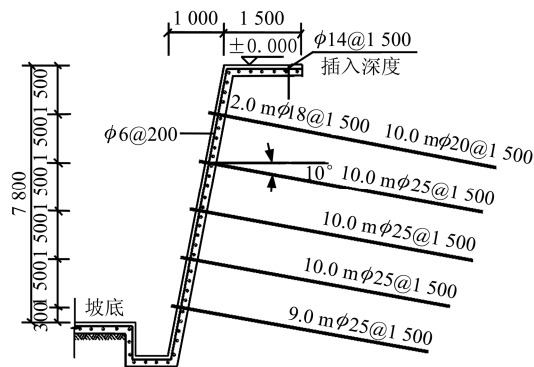


图 5 边坡土钉墙动力设计剖面 (单位: mm)

Fig.5 Sectional sketch of supporting structure for dynamic design (unit: mm)

(3) 土钉支护边坡地震动力响应分析

计算参数选取如下: 地震波选取正弦波, 地震频率为 2.0 Hz, 波长为 245 m, 加速度峰值为 0.20 g。土钉的弹性模量 $E_d = 2.55 \text{ GPa}$, 土的压缩模量 $E_s = 10 \text{ MPa}$, 土的波松比 $\nu = 0.3$, 根据式 (35~37) 可以得到分析模型属于刚性模型。

图 6~8 分别给出了地震作用下坡顶水平位移时程、第 3 层土钉在滑移面处的轴力增量时程以及地震动土压力峰值, 由图可以看出, 在地震作用下坡顶水平位移时程和土钉轴力增量呈明显地波动现象, 位移峰值为 8.78 cm, 轴力增量峰值为 11.42 kN, 动土压力峰值采用抛物线进行拟合, 传统的地震土压力是在刚性挡墙的基础上得到的, 只能计算主动和被动这两种极限破坏状态下地震土压力的合力, 不能准确地评价地震土压力的分布, 没有考虑墙体的变形、设计参数以及破裂面的影响。

(4) 数值验证

为了更好地检验本方法的合理性, 运用大型非线性有限元软件 ADINA^[25]进行了数值模拟, 对模型先进行静力分析, 再施加动力时程。土体采用三维实体 8 节点单元, 土钉采用 rebar 单元, 挡土板

采用三维实体 8 节点单元, 为了使模拟结果更加准确检验以上提出的分析方法, 整个模型本构关系应用弹性模型, 土体和挡土板之间采用接触单元, 模型尺寸为 $40 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 15 \text{ m}$, 输入地震波也选取正弦波如图 9 所示, 建立的有限元模型如图 10 所示。

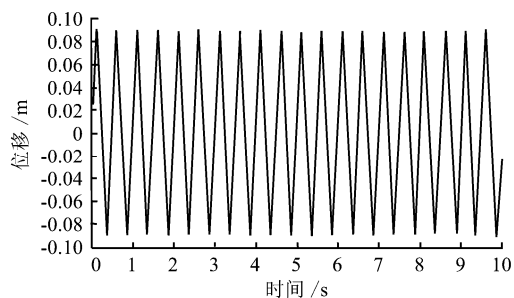


图 6 坡顶水平位移时程响应

Fig.6 The slope horizontal displacement time history

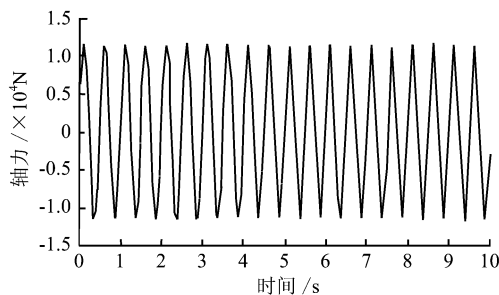


图 7 第 3 层土钉在滑移面处的轴力增量时程

Fig.7 The third layers soil nailing axial force increment time history

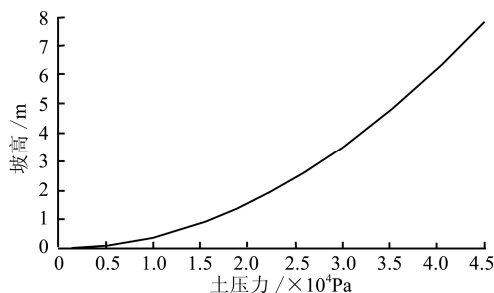


图 8 地震动土压力分布

Fig.8 The earthquake earth pressure distributing

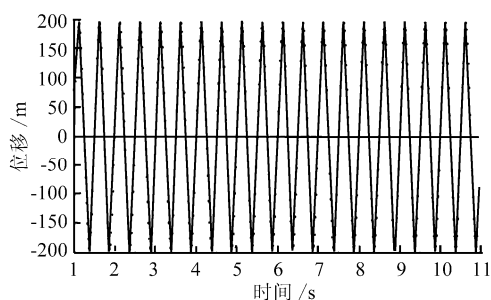


图 9 正弦水平向地震激励图

Fig.9 Sinusoidal horizontal earthquake excitations

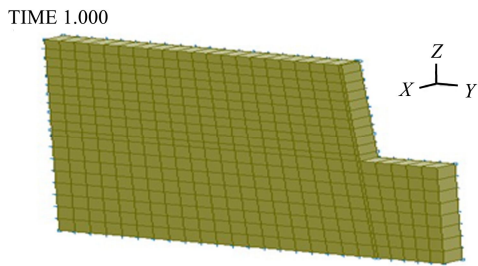


图 10 有限元整体计算模型
Fig.10 The finite element mesh of computing domain

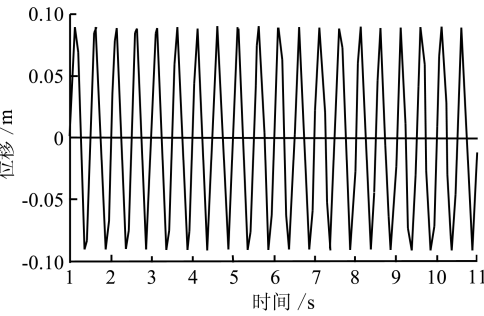


图 11 坡顶水平位移时程响应
Fig.11 The slope horizontal displacement time history

通过比较图 6 和图 11 可以发现,有限元解和本文建立的简化计算结果已经很接近,说明这种计算方法对于工程设计与分析是可行的。

算例 2:

(1) 工程概况

甘肃定陇二级公路新建工程 K54+884.41~70 m 边坡支护,边坡高度为 14.18 m,边坡重要性系数为: 1.0,土钉与水平面夹角为: 10°,边坡与水平面夹角 65°,安全系数取 1.3,本工程抗震设防烈度为Ⅷ度,地震动加速度峰值取 0.2 g,边坡土体参数见表 3。

表 3 边坡土体参数

Table 3 Slope soil parameters

粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)	天然重度/(kN·m ⁻³)	极限摩阻力/kPa
15	20	16	50

(2) 支护方案及设计结果

边坡采用土钉墙支护,采用拟静力极限平衡法进行支护结构计算及动力整体稳定性验算^[22-23]。最终设计结果如表 4 所示。面层厚度为 0.2 m。土钉墙设计剖面如图 12 所示。

(3) 土钉支护边坡地震动力响应分析

计算参数选取如下:地震波选取正弦波,地震频率为 4.0 Hz,波长为 60 m,加速度峰值为 0.20 g。土钉的弹性模量 $E_d = 2.55 \text{ GPa}$,土的压缩模量

$E_s = 3.26 \text{ MPa}$,土的波松比 $\nu = 0.3$, $\xi_i = 0.05$, $\xi_j = 0.07$,根据式(35~37)分析模型采用柔性模型。

表 4 土钉墙动力支护设计结果表

Table 4 Design of soil nailing for dynamic

土钉层号	水平间距 /m	垂直间距 /m	土钉与水平面夹角 / (°)	锚固体直径 /mm	钢筋直径 /mm	土钉长度 /m
1	1.5	1.5	10	150	25	13.0
2	1.5	1.5	10	150	28	13.0
3	1.5	1.5	10	150	28	13.0
4	1.5	1.5	10	150	28	13.0
5	1.5	1.5	10	150	28	13.0
6	1.5	1.5	10	150	28	13.0
7	1.5	1.5	10	150	28	13.0
8	1.5	1.5	10	150	28	13.0
9	1.5	1.5	10	150	28	12.0

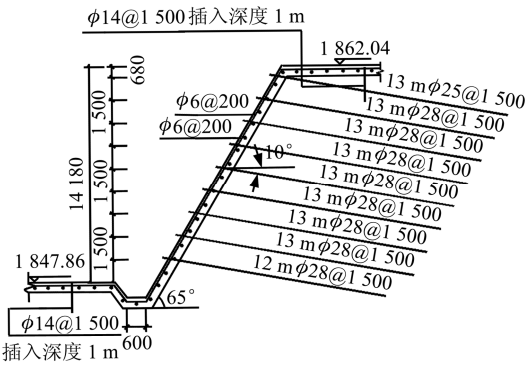


图 12 边坡土钉墙动力设计剖面(单位: mm)
Fig.12 Sectional sketch of supporting structure for dynamic design (unit: mm)

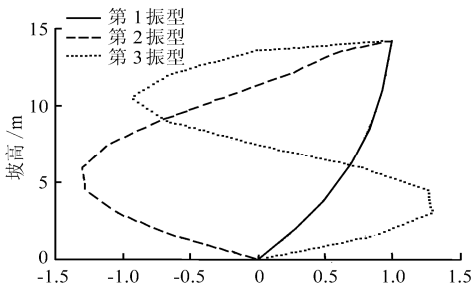


图 13 边坡前三阶振型
Fig.13 The first 3 model of slope

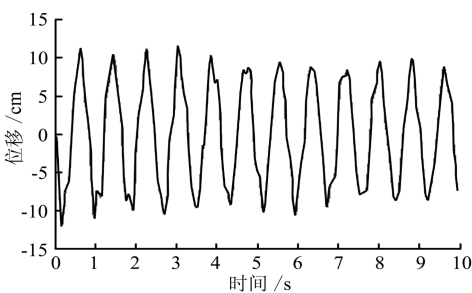


图 14 坡顶水平位移时程响应
Fig.14 The slope horizontal displacement time history

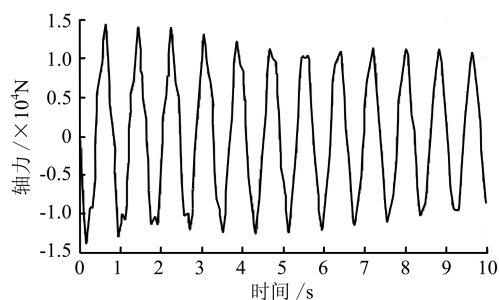


图 15 第 5 层土钉在滑移面处的轴力增量时程

Fig.15 The fifth layers soil nailing axial force increment time history

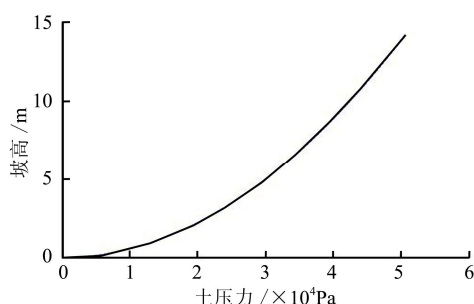


图 16 地震动土压力分布

Fig.16 The earthquake earth pressure distributing

图 13~16 分别给出了边坡的前 3 阶振型、坡顶水平位移时程、第 5 层土钉轴力增量时程以及动土压力峰值, 由图可以看出, 土钉支护边坡在高频、短波地震作用下, 土层运动呈明显的不同步, 最大位移发生在坡顶, 坡顶位移和土钉轴力增量随着时间呈波动趋势, 位移峰值为 12.23 cm, 轴力增量峰值为 14.32 kN, 由于阻尼的存在, 坡顶位移和土钉轴力增量逐渐衰减。

(4) 数值验证

有限元的建模同上例, 模型尺寸为 60 m×1.5 m×28.18 m, 输入地震波也选取正弦波如图 17 所示, 阻尼选用瑞雷阻尼, 建立的有限元模型如图 18 所示。

图 19 为有限元分析的结果, 对比图 14 和图 19, 可以发现, 本文结果和有限元结果比较吻合, 此处

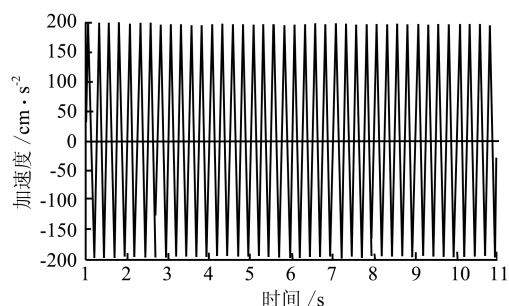


图 17 正弦水平向地震激励图

Fig.17 Sinusoidal horizontal earthquake excitations

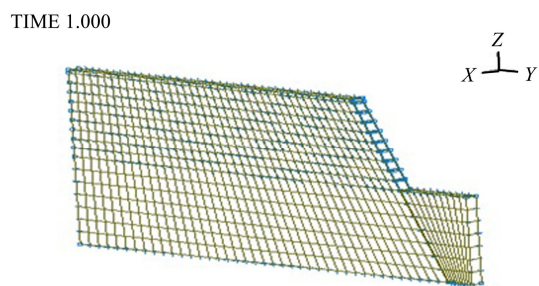


图 18 有限元整体计算模型

Fig.18 The finite element mesh of computing domain

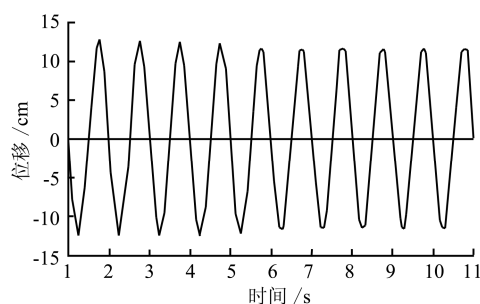


图 19 坡顶水平位移时程响应

Fig.19 The slope horizontal displacement time history

要说明一点, 图 6 和图 14 的 x 轴从 0 开始, 而图 11 和图 19 的 x 轴从 1.0 开始, 这是由于在有限元进行动力分析时, 先要进行静力分析, 然后施加动力时程, 设置重启动开始动力分析, 因此, 整个时间向后推迟 1.0 s。

5 结 论

通过对土钉支护边坡地震动力响应分析的研究, 可以得到以下结论:

(1) 对土钉支护边坡的抗震设计提出了 3 个水准的抗震设防要求和两阶段设计法;

(2) 综合考虑输入地震波的特性、边坡土体特性、坡高因素, 以及土体边坡在水平地震激励下, 其位移响应主要为剪切型变形, 建立了土钉支护边坡地震动力简化模型, 求解了在简谐地震作用下土钉支护边坡动力响应的解析解;

(3) 给出的计算模型可以比较准确反映土钉支护边坡的实际受力, 实现了土钉、面板和土体的协同工作计算, 保证了支护结构的安全可靠, 能够对地震作用下土钉支护边坡动力响应提供定性认识和物理解释, 还能够减少采用数值方法的计算量;

(4) 通过该模型可以得到土钉支护边坡在水平地震作用下的动位移、土钉在滑移面附近的轴力增量响应、地震作用下的峰值土压力响应以及地震动力系数沿竖向的分布规律;

(5) 最后, 结合工程案例进行了分析, 并用大型非线性有限元软件 ADINA 对此计算模型进行了验证, 结果说明这种计算模型对简单的土质边坡第一阶段抗震设计和动力分析是可行的。这种计算方法给土钉支护结构的地震分析及抗震设计提供了一种新的途径。

参考文献

- [1] EILAS V, JURAN I. Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations[R]. FHWA/RD-89/198, 1991(6): 896-905.
- [2] STOKER M F. The bearing behavior of nailed retaining structures[J]. **Geotechnical Special Publication, ASCE**, 1990, 25: 612-628.
- [3] HANNA S, JURAN I, LEVY O, et al. Recent developments in soil nailing-design and practice[J]. **Journal of Engineering and Applied Science**, 1998, 81: 259-284.
- [4] COTTON P E, DAVID M, LUARK P F, et al. Seismic response and extended life analysis of the deepest top-down soil nail wall in the U.S[J]. **Geotechnical Special Publication**, 2004, 124: 723-740.
- [5] VUCETIC M, TUFENKJIAN M R, DOROUDIAN M. Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavations[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 1993, 16(2): 172-187.
- [6] 朱彦鹏, 王光彬. 土钉支护地震作用下有限元分析[C]//第十届土力学及岩土工程学术会议论文集(下). 重庆: 重庆大学出版社, 2007: 695-702.
- [7] 陈建仁. 土钉加筋边坡之耐震研究[D]. 台湾: 台湾大学土木工程学研究所, 2001.
- [8] 赖荣毅. 土钉模型边坡动态反应仿真[D]. 台湾大学土木工程学研究所, 2003.
- [9] 曹国安, 张鸿濡, 张清. 南昆线膨胀土土钉挡墙试验研究[J]. 北方交通大学学报, 1997, 21(4): 395-398.
CAO Guo-an, ZHANG Hong-ru, ZHANG Qing. Study on soil nail retaining wall in swelling soil in Nankun railway[J]. **Journal of Beijing Jiaotong University**, 1997, 21(4): 395-398.
- [10] BATHURST R J, KARPURAPU R, JARRETT P M. Finite element analysis of a geogrid reinforced soil wall [J]. **Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, Geotechnical Special Publication** 1992, 1(30): 1213-1224.
- [11] HO S K, ROWE R K. Finite element analysis of geosynthetic reinforced soil walls[C]//Proceedings of Geosynthetics'93, Vancouver, [S. l.]: [s. n.], 1993, 1: 203-216.
- [12] GAZETAS G. Seismic response of earth dams: some recent developments[J]. **Soil Dyn. Earthq. Engrg.**, 1987, 6(1): 3-47.
- [13] R. W. 克拉夫, J. 彭津. 结构动力学[M]. 王光远等译. 科学出版社, 1981.
- [14] 栾茂田, 李湛, 范庆来. 土石坝拟静力抗震稳定性分析与坝坡地震滑移量估算[J]. 岩土力学, 2007, 28(2): 224-230.
LUAN Mao-tian, LI Zhan, FAN Qing-lai. Analysis and evaluation of pseudo-static aseismic stability and seism-induced sliding movement of earth-rock dams[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 28(2): 224-230.
- [15] 刘华北, 宋二祥. 饱和可液化土中地下结构在震后固结中的响应[J]. 岩土力学, 2007, 28 (4): 705-710.
LIU Hua-bei, SONG Er-xiang. Post-earthquake response of underground structures in saturated liquefiable soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 28(4): 705-710.
- [16] 谢定义. 土动力学[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1998.
- [17] STEVEN L. Kramer. Geotechnical Earthquake Engineering[M]. Washington: Washington University Publishing House Press, 1995.
- [18] 汪益敏, Richard J. Bathurst. 振动条件下 EPS 缓冲对挡土墙受力与变形影响的水平条分法模型研究[C]//第十届土力学及岩土工程学术会议论文集(下). 重庆: 重庆大学出版社, 2007: 664-671.
- [19] 李国豪. 工程结构抗震动力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1980.
- [20] 王兰民. 黄土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 2003.
- [21] 顾慰慈. 挡土墙土压力计算[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2001.
- [22] 董建华. 地震作用土钉支护边坡动力分析与抗震设计方法研究[博士学位论文 D]. 兰州: 兰州理工大学, 2008.
- [23] 董建华, 朱彦鹏. 地震作用下土钉支护边坡稳定性分析[J]. 中国公路学报, 2008, 21 (6): 20-25.
DONG Jian-hua, ZHU Yan-peng. Stability analysis of slope supported by soil nailing retaining wall under earthquake[J]. **China Journal of Highway and Transport**, 2008, 21(6): 20-25.
- [24] 中华人民共和国国家标准编写组. GB50010-2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑出版社, 2002.
- [25] ADINA Research and Development Inc., ADINA theory and modeling guide. Report ARD 95-8[R]. MA ADINA R&D Inc., Watertown: [s. n.], 1995.