

文章编号:1671-3559(2011)04-0431-06

拟静力方法适用范围及地震力计算

李承亮,冯春,刘晓宇

(中国科学院力学研究所,北京100190)

摘要:通过动力时程方法求出地震作用系数,分析拟静力方法计算偏于保守的原因。并依据动力时程方法的计算结果给出拟静力方法的适用范围并修正拟静力方法的地震作用力和地震作用系数公式。数值模拟结果表明,坡高与波长的比是影响边坡稳定性的重要因素,而坡角对其影响则较小;其次,拟静力方法的适用范围是非常有限的,在坡高很小时,拟静力方法的计算结果偏于危险,当坡高较大时,拟静力方法计算结果偏于保守;在远场和近场地震作用下,地震动加速度峰值系数不同,远场地震主要是水平地震作用力,近场地震主要是竖向地震作用力。

关键词:拟静力方法;动力时程方法;数值模拟;地震作用

中图分类号:TU352

文献标志码:A

The Application Range of Pseudo-Static Method and the Calculation of Earthquake Force

LI Cheng-liang, FENG Chun, LIU Xiao-yu

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of sciences, Beijing 100190, China)

Abstract: The coefficient of seismic peak ground acceleration is obtained by the method of dynamical time-history, and then, the reason of the conservation of the pseudo-static method is analyzed. The application range of pseudo-static method, the seismic force and the formula of safety factor are given by the method of dynamical time-history. It is proved that the key factor is the ratio of the height of slope to its wave length, but the slope angle. Then, the scope of the method of pseudo-static is finite, and the calculated result is conservative for higher slope. At last, the coefficients of seismic peak ground acceleration are different in consideration of earthquakes of far-field and near-field. The far-field earthquake is mainly in horizontal seismic action, and the near-field earthquake is mainly in vertical seismic action.

Key words: pseudo-static method; dynamical time-history method; numerical simulation; earthquake action

目前,地震作用下边坡稳定安全系数的计算主要采用拟静力方法和动力时程方法。拟静力方法既没有考虑地震的特征,如振动频率、次数和地震持时等因素,也没有考虑边坡材料的动力性质和阻尼性质等,因此无法反映边坡在地震时的反应特性^[1]。动力时程方法能够考虑上述诸多因素,且具有随时间而变化的性质,由于荷载和反应随时间而变化,显

然动力问题不像静力问题那样具有单一的解,因而必须给出地震反应时程中感兴趣的时间段内的完整解答,动力分析显然要比静力分析消耗时间,因此没能在工程上得到广泛应用。

目前,抗震规范安全系数的计算均采用拟静力方法^[2],通过汶川震后边坡考察发现,在大于Ⅷ度地震区内,绝大多数Ⅷ度设防的支挡结构并没有发生

收稿日期:2011-05-08

网络出版时间:

基金项目:国家重点基础研究发展计划(973)(2010CB731503);国家自然科学基金(10632100)

作者简介:李承亮(1984-),男,山东泰安人,硕士生;刘晓宇(1973-),男,新疆乌鲁木齐人,副教授,博士,硕士生导师。

网络出版地址:

破坏。通过对国道213线都江堰至映秀公路沿岷江右岸沿线路基下挡墙的调查发现,全线产生整体垮塌的挡墙共有168 m,占全线的9.1%,产生局部垮塌的挡墙共有99 m,占全线已变形挡墙的5.3%^[3]。

汶川地震后,姚令侃等对强震区域公路现场踏勘,主要包括国道213线紫平铺-汶川段三级公路、都江堰-映秀高速公路和映秀-汶川二级公路,此外,还包括国道213线水磨支线、映秀镇城区道路和紫平铺水利枢纽重载公路等,这些公路所处地震烈度区域为IX度和X度,详见表1^[4]。由表1可以看出高烈度区域支挡结构破坏率仅为7%,这表明基于拟静力方法设计的支挡结构是偏于保守的。

表1 主要支挡工程类型震害统计结果

| 总数 | | 桩板式挡墙 | 混凝土挡墙 | 浆砌片石挡墙 |
|------------------------|-------------------|---------|---------|---------|
| 总数 | | 7 | 21 | 20 |
| IX 度 烈 度 区 | 完好数 (所占比例/%) | 7(100%) | 18(85%) | 16(80%) |
| | 严重损坏数 (所占比例/%) | 0(0%) | 2(10%) | 1(5%) |
| | 损坏数 (所占比例/%) | 0(0%) | 1(5%) | 3(15%) |
| 总数 | | 3 | 8 | 24 |
| X 度 烈 度 区 | 完好数 (所占比例/%) | 3(100%) | 7(88%) | 10(42%) |
| | 严重损坏数 (所占比例/%) | 0(0%) | 0(0%) | 6(25%) |
| | 损坏数 (所占比例/%) | 0(0%) | 1(12%) | 8(33%) |

1 基本思路

自20世纪20年代,拟静力法已经用于结构地震稳定性分析^[5],拟静力法沿用边坡静力稳定性分析的基本思想,将地震的瞬时作用等效为一个水平方向和竖向的单向加速度作用,并施加在潜在不稳定的滑体重心上,加速度的方向取为使边坡失稳的方向。根据极限平衡理论,求解潜在不稳定滑体的静力平衡或力矩平衡方程,便可以确定滑体的拟静力安全系数。安全系数与边坡材料特性(c 与 ϕ)、破坏面形状和位置以及地震力大小相关。在拟静力分析中,边坡材料特性值可以通过现场或实验室相应实验测定,而破坏面形状和位置常常根据边坡地质条件采取经验或工程类比来确定^[6]。

动力时程方法能很好地模拟地震对边坡稳定性的影响,但由于动力时程方法计算复杂,因此无法在实际工程中得到很好的应用^[7];拟静力方法由于计

算简单,在工程中得到广泛应用,但由于拟静力方法空间和时间的一致性运动的假设,导致了拟静力方法只适用于坡高较小的边坡,也就是可以在时间、空间上满足一致运动的小边坡,因此有必要通过动力时程方法修正拟静力方法水平地震力和边坡安全系数计算公式。铁路抗震设计规范^[2]中给出了边坡水平地震作用力计算公式为

$$F_{ix} = \eta \cdot A_g \cdot m_i$$

式中, η 为水平地震作用系数,取0.25; A_g 为地震动峰值加速度(m/s^2); m_i 为第*i*条土块体质量。

由于抗震规范上采用拟静力方法设计,水平地震作用系数 η 是考虑到地震作用及场地效应的一个经验值,其本质是边坡非一致运动导致坡体平均加速度在时间和空间上叠加的结果,由于不同边坡其坡高、材料性质不同,水平地震作用系数可能相差比较大。实际上不同边坡由于非一致性运动程度不同导致坡体水平地震作用系数不同,因此有必要给出不同边坡的水平地震作用系数。文献[8-10]中提出边坡对加速度的水平和垂直放大效应,从图1中可以看出当 $\eta=0.5$ 时,坡面已经非一致性运动,其中 H 为边坡高度, λ 为地震波在边坡中传播的波长, x 为距坡面中间的距离与半坡长水平距离的比, $\eta=H/\lambda$ 为坡高与波长的比。

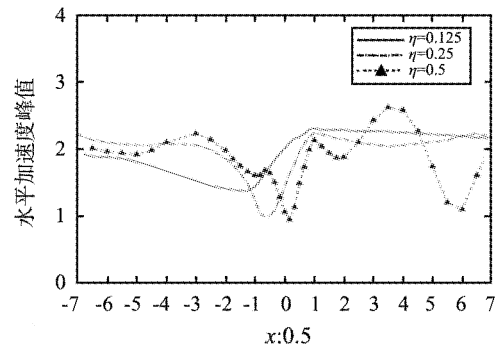


图1 不同 H/λ 时表面加速度放大系数曲线

为验证坡体加速度的非一致运动,通过动力时程方法给出坡体各点加速度放大系数峰值分布,如图2所示。从图2可以看出随着 H/λ 的增大,坡体上加速度分布不再是单调的,坡面上会出现不同的波形;从定量角度看,坡体加速度明显比入射加速度大一倍多,但随高程的放大效应只有在 H/λ 较小时才成立,随着 H/λ 的增大,加速度随高程的放大呈波形。因此不同边坡的水平地震动峰值加速度是不同的。通过动力时程方法与拟静力方法水平地震力的对比可以确定拟静力的适用范围,还可以修正基于拟静力方法的水平地震作用系数。

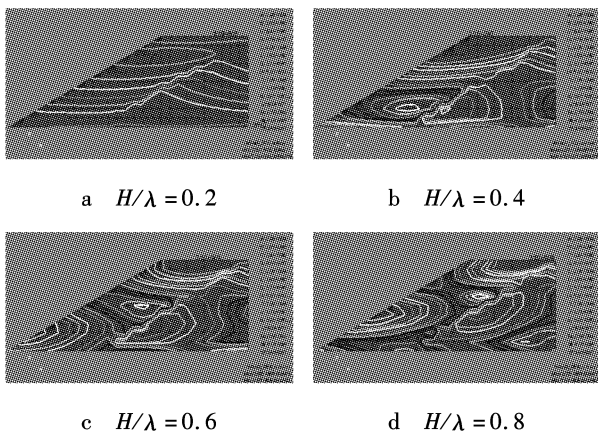


图2 不同 H/λ 时坡体内加速度峰值放大系数分布

基于拟静力方法计算出边坡潜在滑面,通过动力时程方法可以获得滑体上平均水平地震加速度峰值,这与拟静力方法计算时施加的水平加速度值应当是相同的;当这2个加速度值相同时,说明拟静力方法计算结果是合理的;如果拟静力方法计算加速度值偏小时,说明拟静力方法的计算结果偏于危险;如果拟静力方法的计算结果偏大时,说明拟静力计算结果偏于保守。

2 地震输入荷载的确定

通过图1和图2可以看出,坡面加速度比入射加速度明显大一倍多,这是由于波在自由边界反射产生叠加,而文献[11]中将测到的地震加速度时程曲线作为输入荷载,这是不合理的。实际地表加速度与输入加速度是不同的。为了验证平板反射的放大效应,给出下面数值模拟算例:

模型长度20 m,网格尺寸 0.5×0.5 m;模型材料:弹性模量 E 为 1.5×10^7 Pa,密度 ρ 为 2550 kg/m^3 ,泊松比 u 为 0.3。在右边界输入剪切波,入射方向垂直于入射边界,见图3。

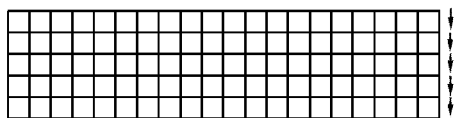


图3 模型示意图

图4给出了不同点处加速度的放大系数。从图4中可以看出:(1)表面加速度峰值是入射加速度峰值的2倍;(2)平板内加速度放大缩小呈周期性变化,叠加导致某些点加速度峰值减小。

下面是平板反射的理论推导。假设震源距离地表 l ,波速 v ,地震波简化为正弦波,地震荷载加速度峰值 A ,圆频率 ω , t 时刻的加速度为 a_t ,波长 λ ;距离地表 x 处 t 时刻加速度为入射波和反射波的叠加:

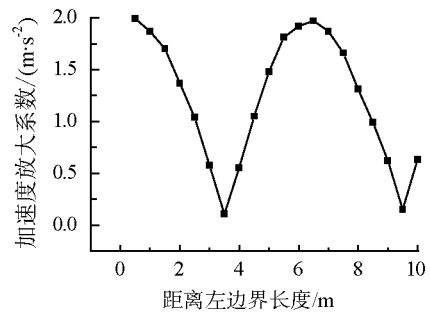


图4 测点加速度的放大系数

$$a_t = A \sin\left(\omega\left(t - \frac{l-x}{v}\right)\right) + A \sin\left(\omega\left(t - \frac{l+x}{v}\right)\right) = 2A \sin\left(\omega\left(t - \frac{l}{v}\right)\right) \cos\left(\omega \frac{x}{v}\right),$$

在某一时刻可取最大值 $2A \cos\left(\omega \frac{x}{v}\right)$,即 $2A \cos\left(2\pi \frac{x}{\lambda}\right)$,地表是 $x=0$, $a=2A$ 。因此,可以推导出加速度放大区域为

$$x \in \left(\frac{3n-1}{3}\pi, \frac{3n+1}{3}\pi\right)l, x \geq 0, n=0,1,2,3,\dots$$

3 数值模拟

3.1 模型及边坡材料参数

模型边坡的高度为20 m,坡角为 25° 、 30° 、 35° ,边坡材料参数:弹性模量 E 为 1×10^7 Pa,密度 ρ 为 1900 kg/m^3 ,泊松比 u 为 0.25。

3.2 拟静力计算结果

拟静力方法计算时采用地震烈度为Ⅷ级(见表2)。拟静力计算最不利滑动面如图5所示。

表2 中国地震烈度表(节选)

| 地震烈度 | 水平向地震加速度峰值/ $(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$ | 水平向地震速度峰值/ $(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$ |
|------|--|---|
| Ⅵ | 0.63 | 0.06 |
| Ⅶ | 1.25 | 0.13 |
| Ⅷ | 2.50 | 0.25 |
| Ⅸ | 5.00 | 0.50 |
| Ⅹ | 10.00 | 1.00 |

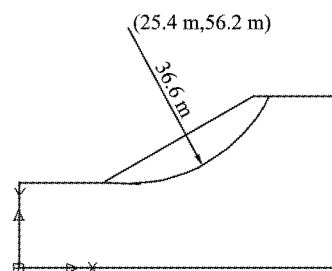


图5 滑动面位置

3.3 动力计算结果

数值模拟采用的是动力时程方法,两侧为自由场(无反射)边界条件,如图6所示。入射地震加速度峰值为 1.25 m/s^2 , 频率 1.6 Hz , 持续时间 10 s 。

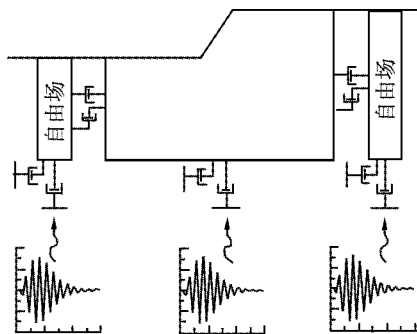


图6 数值计算模型

通过改变波长改变 H/λ , 等效于波长不变, 改变坡高。通过动力计算获得滑面上测点加速度的平均值的时程曲线, 从而获得滑体水平加速度峰值。

为了更合理地获取加速度的有效值, 对滑体内同一时刻滑体上各点的加速度平均, 获取平均加速度随时间的变化曲线(计平均加速度的幅值为 \bar{A}), 对该时程曲线求取有效值即可获得考虑时空一致性影响后的加速度有效值(计为 \bar{A}), 如果平均加速度时程曲线为正弦曲线, 则 $\bar{A} = \sqrt{2} \bar{A}/2$ 。

3.3.1 远场地震荷载计算结果

从大多数测得的地震加速度记录来看, 地面运动2个水平分量的平均强度大体相同, 地面竖向分量相当于水平分量的 $1/3 \sim 2/3$ ^[12]。因此, 在远场地震中通常认为水平地震力起主要作用。在模拟远场地震作用下边坡地震力时, 在模型底部输入荷载为SV波, 通过数值模拟给出了坡体平均加速度与 H/λ 的关系图, 如图7所示。

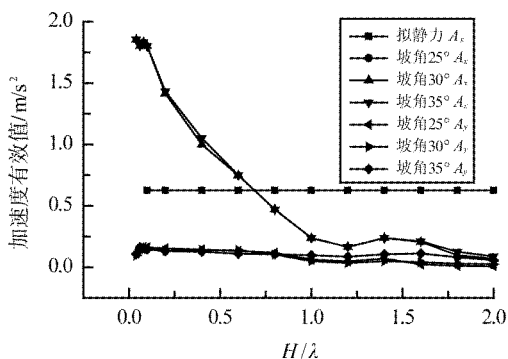


图7 远场地震下动力计算结果

计算结果表明: H/λ 是影响水平加速度的主要因素, 坡角的影响较小, 水平加速度明显大于竖向加

速度。拟合图7曲线得到公式为

$$A_x = 1.7 \exp(-2H/\lambda) + 0.03,$$

式中, A_x 为地震动水平加速度。因此地震动水平加速度峰值系数为

$$\eta_x = 0.68 \exp(-2H/\lambda) + 0.012 \quad (1)$$

式中, η_x 为水平地震作用系数。竖向地震力加速度可等效为常数 $A_y = 0.2$, 地震动竖向峰值加速度系数为

$$\eta_y = 0.08, \quad (2)$$

水平地震力计算公式为

$$F_{ix} = \eta_x \cdot A_g \cdot m_i, \quad (3)$$

式中, η_x 可通过式(1)求得。

竖向地震力计算公式为

$$F_{iy} = \eta_y \cdot A_g \cdot m_i,$$

式中, η_y 可由公式(2)计算求出。

从图7可以看出, 动力时程方法计算水平地震作用系数与铁路规范结果对比可得出, 当 $H/\lambda = 0.64$ 时, 对应土质边坡高度约为 20 m , 拟静力方法与动力时程方法计算结果相同; 当 H/λ 增大时, 拟静力方法水平地震力作用系数应当减小; 当 H/λ 减小时拟静力方法水平地震作用系数应当增大。

由于不同类型边坡材料参数不同(如表3所示), 为了便于在工程上的应用, 表3给出几种不同类型边坡的参数及水平地震作用系数随坡高变化时 H/λ 的取值。

表3 不同边坡土体材料参数

| 岩土类型 | 弹性模量 E/Pa | 密度 $\rho/(\text{kg} \cdot \text{m}^3)$ | 泊松比 u |
|-------|--------------------|--|---------|
| (软)黏土 | 3E6 | 1400 | 0.2 |
| 硬质黏土 | 1E7 | 1700 | 0.3 |
| 黄土 | 1E7 | 1600 | 0.3 |
| 砂土 | 3E7 | 2000 | 0.3 |
| 碎石土 | 3.5E7 | 2100 | 0.25 |

通过表3中的参数可以求出不同土质边坡水平地震作用系数, 通过公式(3)可以求出对应土质边坡的水平地震作用系数。

$$\left. \begin{aligned} \text{软黏土: } \eta_x &= 0.68 \exp(-2H/19) + 0.012 \\ \text{硬质黏土: } \eta_x &= 0.68 \exp(-2H/28) + 0.012 \\ \text{黄土: } \eta_x &= 0.68 \exp(-2H/31) + 0.012 \\ \text{砂土: } \eta_x &= 0.68 \exp(-2H/78) + 0.012 \\ \text{碎石土: } \eta_x &= 0.98 \exp(-2H/82) + 0.02 \end{aligned} \right\}。$$

远场地震作用下, 不同边坡竖向地震加速度简化为常数 $\eta_y = 0.08$ 。图8给出了不同材料边坡水

平及竖向地震作用系数曲线。

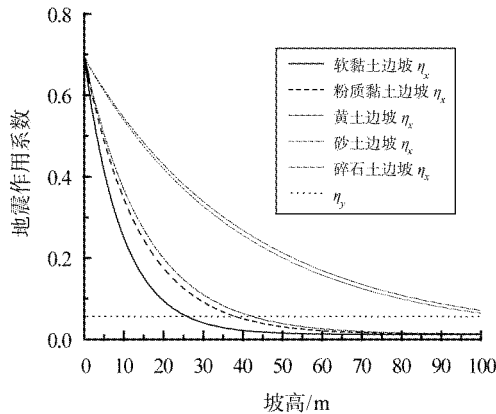


图8 不同边坡地震作用系数

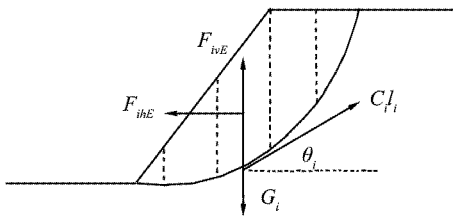


图9 边坡稳定性计算示意图

由于远场地震中仍存在竖向加速度,因此在边坡安全系数计算公式中应当考虑竖向地震力的作用,边坡受力分析如图9所示,故边坡稳定性安全系数计算公式修正为

$$K = \frac{\sum [\tan\phi_i (G_i \cos\theta_i - F_{ihE} \sin\theta_i - F_{ivE} \cos\theta_i) + C_i l_i]}{\sum (G_i \sin\theta_i + F_{ihE} \cos\theta_i + F_{ivE} \sin\theta_i)} \quad (4)$$

式中, K 为安全系数; C_i 为第*i*土条滑裂面处土的固结快剪黏聚力(kPa); ϕ_i 为第*i*土条滑裂面处土的固结快剪摩擦角($^\circ$); θ_i 为第*i*土条滑裂面与水平面的夹角($^\circ$); G_i 为第*i*土条滑面以上岩土体的自重(kN), $G_i = M_i g$; M_i 为第*i*土条滑面以上岩土体的质量(t); g 为重力加速度(m/s^2), $g = 9.8$; l_i 为第*i*土条滑面的长度(m); F_{ihE} 为第*i*土条产生的水平地震力(kN), $F_{ihE} = \eta_x M_i A_g$; F_{ivE} 为第*i*土条产生的竖直地震力(kN), $F_{ivE} = \eta_y M_i A_g$; A_g 为地震设防烈度; η_x 为水平地震作用系数; η_y 为竖向地震作用系数。

3.3.2 近场地震荷载的计算结果

在近年来发生的地震中,近场地震带来的灾害日益显著,对近场地震的研究也受到越来越多的关注^[13]。从地震学的观点出发,近场被定义为“在震源周围一定比例波长范围内的位置”。目前为止,近场区域没有一个统一的具体定义。

Blume于1965年提出“近场的定义在某种程度上是主观的,不同的地面情况、设施的敏感度和其他因素下近场的定义是有变化的。在具体的情况下近

场包含了对地震震级的考虑,总的来说震中距离小于50 km或65 km的就可以被看作近场地震。”1981年Campbell把近场定义为6.25震级下小于50 km内的区域。近年来,大部分研究人员将震中距小于20 km的区域看作近场区域^[14]。

非明伦等通过对汶川5.9级地震震害现象的机理分析,清晰地发现竖向地震作用起重要破坏作用,与获取的强地面运动峰值加速度竖向值相吻合。印证了在历次地震中许多地震工作者常发现极震区竖向地震力起重要破坏作用的原因^[15]。

在近场地震荷载以P波为主,通过数值模拟获得的水平、竖向加速度均值曲线如图10所示,从图10可以看出,竖向加速度比水平加速度大,竖向地震力是导致边坡破坏的主要原因,水平地震力不起决定性作用。现在抗震规范上只考虑水平加速度,是很不合理的,因此应该进一步修正拟静力方法,提出适合近场地震的加速度作用系数。在这种情况下,可以认为水平加速度为常数,主要荷载为竖向地震力。水平加速度变化不大,可简单取为常数

$$A_x = 0.2,$$

地震动水平峰值加速度系数为

$$\eta_x = 0.08, \quad (5)$$

拟合竖向平均加速度曲线为

$$A_y = 0.11 + 0.98 / (1 + \exp((H/\lambda - 0.8) / 0.24)). \quad (6)$$

地震动竖向峰值加速度系数为

$$\eta_y = 0.11 + 0.98 / (1 + \exp((H/\lambda - 0.8) / 0.24)), \quad (7)$$

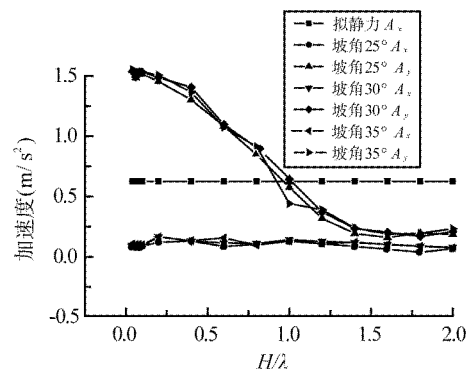


图10 近场地震动力计算结果

水平地震力计算公式为

$$F_{ix} = \eta_x \cdot A_g \cdot m_i, \quad (8)$$

式中, η_x 可通过式(6)求得。

竖向地震力计算式为

$$F_{iy} = \eta_y \cdot A_g \cdot m_i, \quad (9)$$

式中, η_y 可由公式(7)计算求出。

由于不同类型边坡材料参数不同(见表3),为了便于工程上的应用,下面给出几种不同类型边坡的地震力作用系数及水平地震作用系数随坡高 H 变化时 H/λ 的取值,如图11所示。

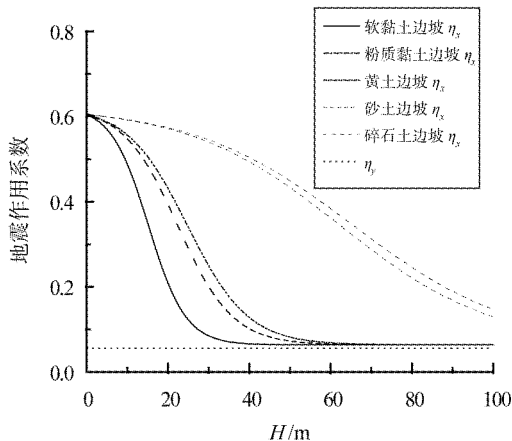


图11 不同边坡的地震作用系数

$$\left. \begin{aligned}
 \text{软黏土: } \eta_y &= 0.11 + 0.98 / \\
 & \left(1 + \exp\left((H/19 - 0.8) / 0.24 \right) \right) \\
 \text{硬质黏土: } \eta_y &= 0.11 + 0.98 / \\
 & \left(1 + \exp\left((H/28 - 0.8) / 0.24 \right) \right) \\
 \text{黄土: } \eta_y &= 0.11 + 0.98 / \\
 & \left(1 + \exp\left((H/31 - 0.8) / 0.24 \right) \right) \\
 \text{砂土: } \eta_y &= 0.11 + 0.98 / \\
 & \left(1 + \exp\left((H/78 - 0.8) / 0.24 \right) \right) \\
 \text{碎石土: } \eta_y &= 0.11 + 0.98 / \\
 & \left(1 + \exp\left((H/82 - 0.8) / 0.24 \right) \right)
 \end{aligned} \right\} (10)$$

边坡稳定性安全系数计算公式同样可以用式(4)求出,只需要将式(4)中水平地震力和竖向地震力用式(8)、(9)代替。

4 结 论

(1)影响边坡地震作用下边坡稳定性的一个重要因素是 H/λ , 坡角的影响则较小。当 H/λ 较小时,坡面上单元可以一致性运动,即满足拟静力方法的假设;当 H/λ 增大时坡体无法同时一致性运动。

(2)由于忽视了 H/λ 的影响,基于拟静力的计算方法,适用范围有很大局限性,当 $H/\lambda = 0.64$ 左右时,拟静力方法合理,当边坡 H/λ 很小时,基于拟静力方法的计算结果偏于危险;当边坡 H/λ 较大时,基于拟静力方法的计算结果偏于保守。

(3)加速度随高程的放大效应与 H/λ 有关,当 H/λ 较小时,加速度随高程单调增大,但随着 H/λ

的增大,放大效应呈波形。

(4)基于平板反射理论的推导,反射面上加速度放大系数为2。因此,我们认为地震响应加速度峰值是输入荷载加速度峰值的2倍。

(5)通过数值模拟,给出了不同类型边坡在不同类型荷载情况下边坡地震作用力及安全系数的计算公式,公式中考虑了地震荷载产生的水平、竖向加速度地震作用。

(6)远场地震的地震作用力主要为水平地震力,近场地震的地震作用力主要为竖向作用力,两者有本质的不同,因此在进行边坡稳定性分析时,应当考虑地震荷载为P波和SV波2种情况,通过稳定性分析给出安全系数,以其中小的安全系数作为边坡真正的安全系数。

参考文献:

- [1] 韩汉龙,费康,高玉峰. 边坡地震稳定性时程分析方法[J]. 岩土力学,2003,24(4):553-560.
- [2] 中华人民共和国铁道部. TB 50111-2006 铁路工程抗震设计规范[S]. 北京:中国计划出版社,2006:12-15.
- [3] 杨雪莲,周永江,吴事贵,等. 汶川地震区公路挡墙破坏分析及设计中有关问题的探讨[M]//汶川大地震工程震害调查分析与研究. 北京:科学出版社,2009:921-924.
- [4] 姚令侃,冯俊德,杨明. 汶川地震路基震害分析及对抗震规范改进的启示[J]. 西南交通大学学报,2009,44(3):301-310.
- [5] 刘立平,雷尊宇,周富春. 地震边坡稳定分析方法综述[J]. 重庆交通学院学报,2001,20(3):83-88.
- [6] 肖克强. 地震荷载作用下顺层岩体边坡变性特征及稳定性研究[D]. 武汉:中国科学院武汉岩土力学研究所,2006.
- [7] 刘红帅,薄景山,刘德东. 岩土边坡地震稳定性评价方法研究进展[J]. 防灾科技学院学报,2007,9(3):20-27.
- [8] NGUYEN K, GATMIRI B. Evaluation of seismic ground motion induced by topographic irregularity[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2007,27:183-188.
- [9] BOUCKOVALAS G D, ACHILLEAS P G. Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2005,25:547-558.
- [10] 徐光兴,姚令侃,李朝红,等. 边坡地震动力响应规律及地震动参数影响研究[J]. 岩土工程学报,2008,30(8):918-923.
- [11] 徐年春,石维力,石东红. 地震作用下边坡动力系数有限元分析[J]. 地下空间与工程学报,2008,4(6):1006-1010.
- [12] 郭继武. 建筑抗震疑难释义[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2003:6-25.
- [13] 林华东,王强. 近场地震下简支梁桥的碰撞响应研究[J]. 广东公路交通,2008(4):19-21.
- [14] 张磊,石小玲. 近场地震浅析[J]. 西部探矿工程,2005,17(1):193-194.
- [15] 非明伦,樊跃新,崔建文. 缅甸5.9级地震震害与竖向地震力作用[J]. 地震研究,2003,26(3):292-299.

(责任编辑:赵雁,校对:隋肃)