

DOI: 10.11779/CJGE201511027

人工土山的地震永久变形分析

李 明, 辛鸿博

(中冶建筑研究总院有限公司, 北京 100088)

摘 要: 人工土山的地震稳定性评价是其设计与建造过程中的关键问题之一, 目前还没有得到很好地解决。采用等效黏弹性分析理论和 Newmark 滑块位移法对土山的地震永久位移进行研究, 分析了不同高度、坡度和地震动条件下人工土山的地震永久位移。发现当坡度较缓时, 山坡最大位移滑块和拟静力法的最危险滑块不论是所处位置还是大小均有较明显差别。最后, 根据土山最大地震永久位移量和屈服加速度的关系, 提出利用屈服加速度估算人工土山地震永久位移的简便计算方法。

关键词: 人工土山; 屈服加速度; 地震反应; Newmark 滑块位移法; 永久位移

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)11-2128-05

作者简介: 李 明(1988-), 男, 硕士, 主要从事岩土地震工程方面的研究工作。E-mail: liming2008tm@163.com。

Seismic permanent deformation of earth-fill hill

LI Ming, XIN Hong-bo

(Central Research Institute of Building and Construction, MCC Group, Beijing 100088, China)

Abstract: The seismic stability of earth-fill hill is one of the key problems in the process of design and construction, and has not been understood properly. The seismic permanent displacement of earth-fill hill is studied by means of the equivalent linear method and Newmark sliding block analysis. The influences of heights, average gradients and input ground motions on permanent displacement are investigated. When the slope is gentle, there are significant differences in size and sliding surface between the maximum displacement sliding mass and the most dangerous sliding block discriminated by the pseudo-static Bishop's method. Finally, using the yield acceleration of earth-fill hill, a simple method to estimate the seismic permanent displacement of earth-fill hill is proposed.

Key words: earth-fill hill; yield acceleration; seismic response; Newmark sliding block analysis; permanent displacement

0 引 言

随着中国城镇化进程的加快, 建设产生的工程弃土和建筑垃圾在不断增加。利用建筑垃圾、工程弃土建造具有生态景观功能的园林人工土山成为处理这些“垃圾”的一种有效途径。大型园林公园中的人工土山通常为一大型土工构筑物。目前, 人工土山的堆筑高度已近 80 m, 单个工程的土方量近 900 万 m^3 , 100 m 高的土山工程也在规划研究之中。

由于认识不足、设计考虑不当或施工等原因, 目前人工土山的工程事故也偶有发生。2011 年, 江南一公园的土山工程, 在堆筑到 40 m 左右时, 突然发生大规模垮塌事故, 阻塞了河道, 破坏了环境, 并造成了重大经济损失。需要指出, 目前人工土山的理论研究明显滞后于工程实践。虽然, “十一五”期间国家对大型园林造景工程中的岩土工程问题的研究给予了支持^[1-2], 但由于涉及专业、学科较多, 加之时间关系, 实际工程中许多问题还没有进行深入探讨, 如土山的

抗震性能及评价方法等。

本文采用等价黏弹性地震反应分析方法和 Newmark 滑块位移分析理论, 对大型人工土山的地震永久位移问题进行了研究, 探讨了土山地震永久位移和屈服加速度的关系, 提出利用屈服加速度估算人工土山地震永久位移的简便方法, 其结果可供研究、设计大型人工土山工程时参考。

1 Newmark 滑块位移法

Newmark^[3]假设土体为刚塑性体, 地震过程中土体强度不会发生明显弱化, 屈服加速度是常量。当地震加速度超过屈服加速度 N 时, 滑坡体便可克服摩擦力开始滑动, 一次地震中可能有数次地震加速度超过屈服加速度, 对超出屈服加速度的加速度量进行两次积分运算, 便可以得到地震作用下的永久位移。

Newmark 法在近几十年中得到了快速的发展。1977 年 Franklin 等^[4]运用 169 水平和 10 条竖向强震加速度记录以及 10 条人工加速度时程按照传统的 Newmark 刚塑性滑块法对土石坝坝坡进行永久位移计算, 给出了最大永久位移 u 的计算公式。1978 年 Makdisi 等^[5]采用等效线性模型, 考虑土体材料的非线性性质, 计算土坝体的地震反应, 并与 Newmark 滑块法相结合采用解耦的方法计算土坝的地震永久位移, 给出了可供土石坝应用的地震永久位移计算图线。Kramer 等^[6]考虑滑块动力反应对永久位移的影响, 提出耦合的 Newmark 模型, 发现利用解耦的 Newmark 法计算刚体或浅层破坏滑块的永久位移时结果偏低。Bray 等^[7]利用大量的地震动资料 (41 个地震的 688 个地震动数据), 运用非线性耦合黏滑块模型, 计算边坡地震永久位移, 采用完全概率的方法分析边坡地震稳定性, 预测了 16 个经历过强震的土坝和垃圾填埋场边坡的地震永久位移, 计算结果和实际观测值很接近。

2 数值模型的建立

2.1 人工土山的工程特点

与人们熟知的土工结构物相比, 堆山造景的人工土山有以下几个工程特点: ①人工土山堆筑材料的工程性质较差, 工程标准低。山体堆筑材料多为建筑垃圾和工程废弃土, 堆筑材料不易密实, 施工过程中会产生较大的变形。②为了达到园林景观美学的要求, 人工土山的形状极其不规则, 高度、坡度变化大。③山体在后期使用过程中维护与管理相对较差。

2.2 数值模型

本研究从人工山体的工程特点出发, 通过对已有工程进行分析, 概化出能够反映人工土山工程特点的数值模型。假设人工土山建在双层地基场地之上, 地表面以下 15 m 为粉质黏土, 下层为粉砂, 地下水位在地表以下 2 m, 数值概化模型如图 1 所示。

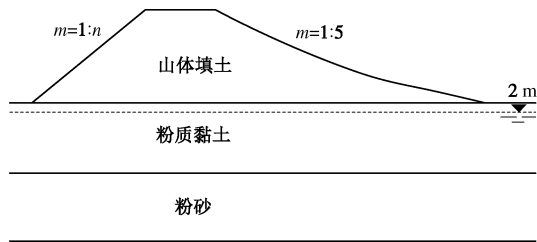


图 1 人工土山几何模型示意图

Fig. 1 Geometric model for earth-fill hill

为研究高度、平均坡度和覆盖土层厚度对人工土山地震稳定性的影响, 本研究选取 II、III 类场地条件下 3 个覆盖层厚度 H (30, 60, 90 m); 土山高度选取 20, 40, 60, 80 m; 迎面坡平均坡度取为 1:5, 背面坡平均坡度取为 1:2.5, 1:3, 1:4 和 1:5。

2.3 人工土山强度参数

本文参考国内十几个园林大型土山工程的试验参数, 考虑到土山填土的密实程度不同, 土体内摩擦角 φ 分别选取 22° , 25° 和 28° , 黏聚力 c 值取 15 kPa, 重度 γ 取 $20 \sim 20.5 \text{ kN/m}^3$ 。假定山体主要材料是粉质黏土, 山体和地基土静力条件下的基本力学信息如表 1 所示。根据等 Seed^[5]的建议, 计算土山的屈服加速度 N 时, 土的动力强度取其静力强度的 80%。

表 1 土体静力计算参数

Table 1 Parameters of soil materials

类别	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\varphi / (^\circ)$	c / kPa
山体填土	20.0	22, 25, 28	15
粉质黏土	20.0	22, 25, 28	15
粉砂	20.5	36	0

3 人工土山地震反应分析

本文使用地震响应分析软件 GEO-QUAKE/W 对人工土山进行动力反应分析, 采用解耦的 Newmark 滑块位移法计算土山的地震永久位移。

3.1 土的动力力学参数

(1) 最大剪切模量 G_{\max}

土山压实粉质黏土的最大剪切模量 G_{\max} 采用 Hardin^[8]提出的经验式计算:

$$G_{\max} = 625 \frac{\text{OCR}^k}{0.3 + 0.7e^2} p_a \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (1)$$

$$k = \frac{\text{PI}^{0.72}}{50}, \quad (2)$$

粉砂的 G_{\max} 采用 Seed 等^[9]提出的经验公式进行计算:

$$G_{\max} = 21.7 \sqrt{\frac{\sigma'_m}{p_a}} (\text{kPa}). \quad (3)$$

式中 p_a 为大气压力; e 为孔隙比; σ'_m 为平均有效应力; PI 为塑性指数; OCR 为超固结比; k 为计算参数。

(2) 模量和阻尼衰减曲线

循环荷载作用下, 土材料的模量和阻尼随剪应变变化规律, 根据 Ishibashi 等^[10]提出的下列经验公式进行拟合:

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, \text{PI})(\sigma'_m)^{m(\gamma, \text{PI}) - m_0}, \quad (4)$$

$$D = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 \text{PI}^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right]. \quad (5)$$

3.2 输入地震波

根据动力有限元计算规定, 网格剖分的尺寸受输入地震波的最短波长控制。设网格的最大尺寸为 Δl ,

输入地震波的最短波长为 λ ，则 Δl 必须小于 $(1/10 \sim 1/8)\lambda$ 。本研究选取的网格大小为 $1 \sim 2 \text{ m}$ ，选取远置边界作为边界条件，左右边界仅限制 Y 方向的位移，底部采用固定边界条件。输入地震波是根据建筑抗震设计规范^[1]标准反应谱拟合的人工波如图 2 所示，人工波的特征周期分别为 $0.35, 0.45, 0.65 \text{ s}$ ；加速度峰值分别为 $0.1g, 0.2g$ 和 $0.4g$ 。

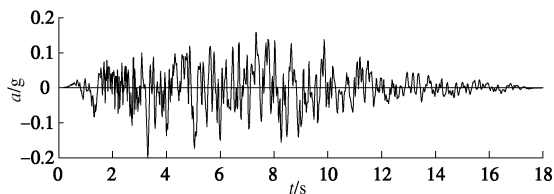


图 2 特征周期 0.45 s 人工波

Fig. 2 Artificial seismic wave with characteristic period of 0.45 s

4 人工土山的地震永久位移

4.1 计算结果与分析

采用解耦的 Newmark 法，本文计算不同工况条件下（4 种高度、4 种平均坡度、3 种地震波类型、3 种抗剪强度指标和 3 种烈度情况，共计 432 个工况）人工土山的地震永久位移。结果发现，拟静力法给出的土山最危险滑移面不一定是 Newmark 法计算得到的最大位移滑动面。当平均坡度为 $1:2.5$ 时，土山的最大位移滑面 and 拟静力法给出的最危险滑面基本一致。但当平均坡度缓于 $1:3$ 时，最大位移滑动面则位于拟静力法给出最危险滑面之上，且随着坡度变缓其位置逐渐上移（如图 3 所示）。图中， M_d 为最大位移滑块； M_p 为拟静力法给出的最危险滑块； m 为土山边坡的平均坡度。

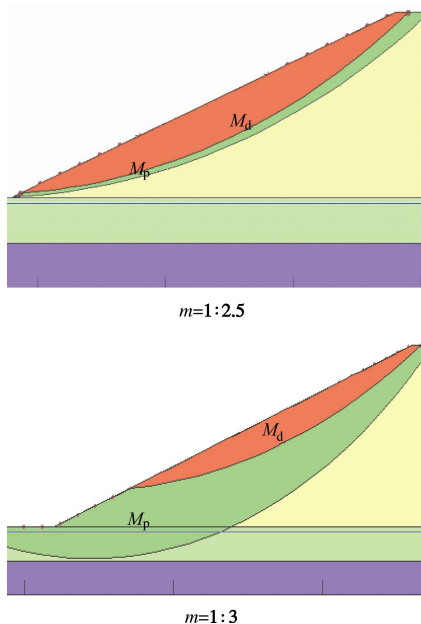


图 3 M_d 和 M_p 滑块位置关系图

Fig. 3 Relationship between slider M_d and M_p

出现上述现象的原因，可能是由于滑块 M_d 的平均地震加速度和滑块 M_p 的差异很大所导致的，图 4~6 示出了这种差异。图 4~6 是 $m=1:3$ 时的计算分析结果。 M_d 和 M_p 的等效加速度峰值 A_{\max} 分别为 $0.38g$ 和 $0.22g$ ，而滑块 M_d 和 M_p 的地震永久位移为 $635, 138 \text{ mm}$ 。

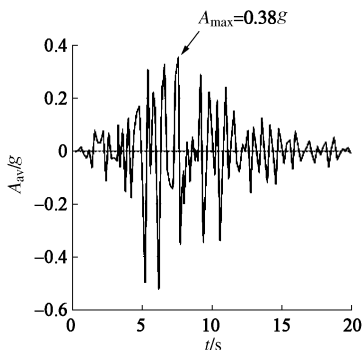


图 4 M_d 滑块等效加速度时程

Fig. 4 Equivalent acceleration of slider M_d

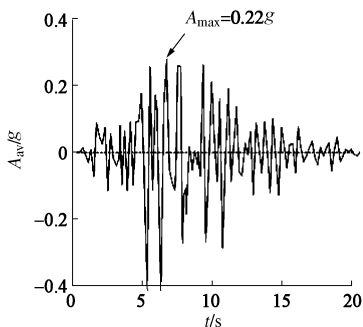


图 5 M_p 滑块等效加速度时程

Fig. 5 Equivalent acceleration of slider M_p

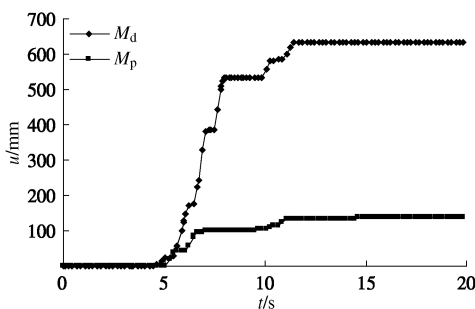


图 6 M_d 和 M_p 滑块地震永久位移

Fig. 6 Seismic permanent displacement of sliders M_d and M_p

4.2 人工土山边坡地震永久位移的估算方法

在估算边坡的地震永久位移时，人们通常使用 Hynes-Griffin 等^[12]和 Kramer 等^[6]给出的计算图线进行估算。本研究发现，对于坡度较缓的人工土山，Franklin 建议的方法可能不太适用。在平均坡度 $m=1:2.5$ 时，土山的最大位移滑面和拟静力法给出的最危险滑面基本一致，可以使用 Franklin 方法估算土山边坡永久位

移。当 $m < 1:3$ 时, 通过 Franklin 建议的方法计算所得到的位移不能反映人工土山的最大地震永久位移。图 7 给出 II、III 类场地条件下, 土山的地震永久位移 u 与 Franklin 建议永久位移曲线的比较结果, 可以发现覆盖层厚度 H 为 60 m 和 90 m 时, Franklin 建议的方法可能会低估缓坡型人工土山的地震永久位移。 A 为场地设计地震加速度; N_d 为 M_d 滑块的屈服加速度。

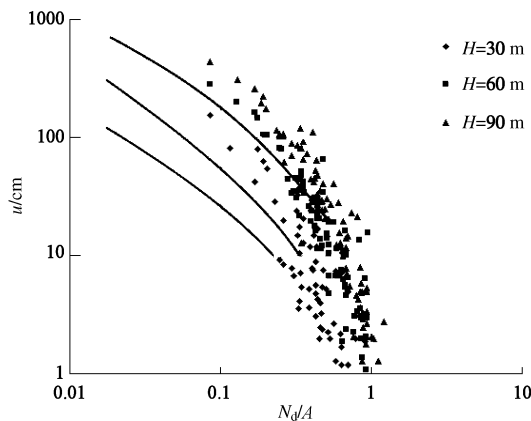


图 7 本文 $N_d/A - u$ 的统计数据与 Franklin 曲线的对比图

Fig. 7 Comparison between authors' and Franklin's (1984) curves of $N_d/A - u$

通过把本文计算结果与 Makdisi 等^[5]的计算结果相比较可以发现, 本文计算的永久位移数据点基本位于 Seed 建议 6.5~7.5 级地震所产生的永久位移的范围之内如图 8 所示。说明场地设计地震加速度为 0.1g, 0.2g, 0.4g 时, 采用 Seed 方法可以估算人工土山的地震永久位移。 A_{\max} 为 M_d 的等效地震加速度峰值。

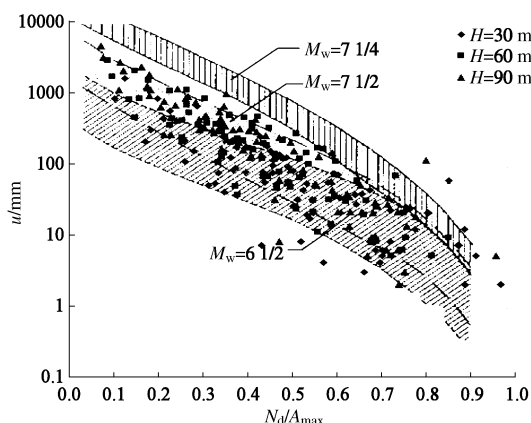


图 8 本文 $N_d/A_{\max} - u$ 的关系与 Seed (1978) 结果对比图

Fig. 8 Comparison between authors' and Seed's (1978) curves of $N_d/A_{\max} - u$

目前国内外没有针对人工堆筑土山最大允许永久变形的参考值及相关标准, 在进行人工土山边坡设计时, 可以根据人工土山边坡的重要性和使用功能对最

大变形量进行性能设计。本文将 M_d 的最大永久位移 u 和 M_p 的屈服加速度 N_p 相结合, 提出利用屈服加速度 N_p 估算土山最大地震永久位移 u 的简便方法。图 9 给出 II、III 类场地不同覆盖层厚度 H 条件下, 最大永久位移 u 和土山边坡屈服加速度 N_p 的统计曲线, A 为场地设计地震加速度。在估算人工土山地震永久位移时, 计算步骤如下: ①利用拟静力 Bishop 法求出土山边坡 M_p 的屈服加速度 N_p ; ②根据场地的抗震要求计算出 N_p/A 的值; ③最后根据图 9 给出曲线估算出土山的最大地震永久位移 u 。

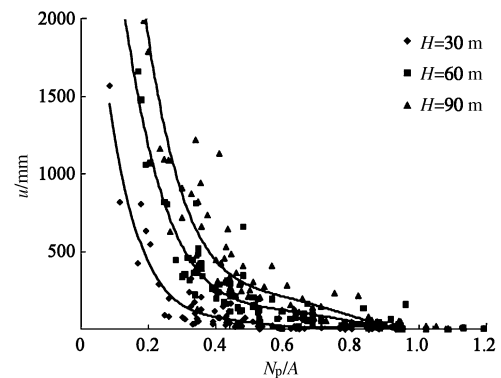


图 9 II、III 类场地下不同覆盖层 $N_p/A - u$ 的统计曲线

Fig. 9 Curves of $N_p/A - u$ of II and III sites with different covering layers

4.3 方法验证

奥林匹克森林公园仰山是为 2008 年北京奥运会修建的一座土山, 高 48.5 m, 底宽 445 m, 山北坡平均坡度为 1:3, 南坡为 1:4.7。场地地基土层为黏性土、粉土和砂卵石互层, 场地覆盖层厚度达 70 m, 地下水位在地表以下 6 m 左右; 场地类型为 III 类, 场地设计地震加速度 A 为 0.2g。

根据地震反应分析和 Newmark 滑块位移法的研究结果, 仰山的最大地震永久位移为 223 mm, 屈服加速度 N_p 为 0.088g。采用图 9 计算, $N_p/A=0.44$, $H=70$ m 时山体的地震永久位移大小等于 265 mm, 这表明本文提出的计算方法可用于人工土山地震永久位移的估算。

5 结 论

在总结分析城市园林人工土山工程特点的基础上, 采用等效线性分析方法和解耦的 Newmark 滑块位移法对人工土山的地震永久变形进行研究, 着重探讨了 II、III 类场地条件下地震永久位移对土山地震稳定性的影响, 得到以下 3 点结论。

(1) 拟静力法给出的土山最危险滑移面不一定是 Newmark 法计算得到的最大位移滑动面。当平均坡度为 1:2.5 时, 土山的最大位移滑面和拟静力法给出

的最危险滑面基本一致;当平均坡度缓于1:3时,最大位移滑动面则位于拟静力法最危险滑面之上,且随着坡度变缓其位置逐渐上移。

(2) 对于坡度缓于1:3的人工土山,Hynes等建议的关系曲线可能会低其地震时产生的永久变形。其地震永久变形可按本文建议图(9)进行估计。

(3) II、III类场地条件下,场地设计地震加速度为0.1g, 0.2g和0.4g时,可以采用Makdisi等^[5]建议的方法估算人工土山的地震永久位移。

参考文献:

- [1] 辛鸿博, 赵静波. 奥林匹克森林公园仰山工程的几个岩土工程问题[C]// 海峡两岸土力学及基础工程、土工技术学术研讨会论文集. 台北, 2009: 328 - 335. (XIN Hong-bo, ZHAO Jing-bo. Geotechnical engineering problems of Yangshan in Olympic forest park[C]// Cross-Strait Seminar On Ground Engineering. Taipei, 2009: 328 - 335. (in Chinese))
- [2] 中冶建筑研究总院有限公司. 奥林匹克森林公园挖湖堆山工程的岩土工程问题及环境影响[R]. 北京: 中冶建筑研究总院有限公司, 2008. (Central Research Institute of Building and Construction, MCC Group. Geotechnical engineering problems and environmental impact of earth-fill hill in Olympic forest park[R]. Beijing: Central Research Institute of Building and Construction, MCC Group, 2008. (in Chinese))
- [3] NEWMARK N M. Effects of earthquake on dams and embankments[J]. Géotechnique, 1965, **15**(2): 139 - 160.
- [4] FRANKLIN A G, CHANG F K. Permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis[R]. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1977.
- [5] MAKDISI F I, SEED H B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1978, **104**(7): 849 - 867.
- [6] KRAMER S L, SMITH M W. Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes[J]. Geotech Geoenviron Eng, 1997, **123**(7): 635 - 644.
- [7] BRAY J D, TRAVASAROU T. Simplified procedure for estimating earthquake induced deviatoric slope displacements[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(4): 381 - 392.
- [8] HARDIN B O. The nature of stress-strain behavior of soils[J]. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, 1978(1): 3 - 89.
- [9] SEED H B, IDRISS L M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses[R]. Berkeley: University of California, Berkeley, 1970.
- [10] ISHIBASHI I, ZHANG X. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay[J]. Soils and Foundations, 1993, **33**(1): 182 - 191.
- [11] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 2010. (GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. 2010. (in Chinese))
- [12] HYNES-GRIFFIN M E, FRANKLIN A G. Rationalizing the seismic coefficient method[R]. Miss: U S Army Corps of Engineers, 1984.