

文章编号: 0253-3782(2001)02-0204-09

城市垃圾填埋场地震稳定分析 及永久位移计算^{*}

柯 瀚 陈云敏 凌道盛 温振统

(中国杭州 310027 浙江大学岩土工程研究所)

摘要 根据城市生活垃圾室内外试验结果,提出了确定浸润线自由面的方法,通过静力和动力有限元计算,对某填埋场边坡进行稳定分析,给出了在地震过程中每一小时段的稳定安全系数.结果表明,在地震过程中,最危险滑动面的位置比较稳定;在此基础上,对 Newmark 方法进行了改进,使之建立在比较“精确”的基础上,得到了填埋场在地震作用下的永久位移,对填埋场的抗震设计具有重要的指导意义.这一方法对一般坝体的工程抗震也有很大的参考价值.

关键词 填埋场 稳定 抗震 永久位移

中图分类号: P315.9

文献标识码: A

引言

过去通常认为,填埋场边坡失稳后,可以将垃圾放回原来的位置而使这一问题得以弥补,所以填埋场的稳定问题在很长一段时间内都没有引起足够的重视.随着衬垫系统以及渗滤液收集和排放系统的引进,这些系统的完整性开始引起人们的注意.如果边坡的失稳和滑移引起上述系统的破坏,就可能导致地下水的污染,从而造成难以挽回的损失.1988 年位于美国 Kettle 山的一个垃圾填埋场就发生了失稳,水平位移达到 35 英尺,修复工作大费周折(Mitchell *et al.*, 1990),所以,垃圾堆体以及挖掘边坡时的稳定性就成为填埋场系统设计和分析的一个非常重要的方面.

对垃圾土的动力特性,国外已有许多知名学者作了相当的研究,其中最重要的研究对象为 OII 填埋场(已封顶).它的坡顶和坡底位置设置了地震监测站,并已有多次的地震实测记录. Matasovic 和 Kavazanjian(1998)对 OII 填埋场作了剪切波速试验和大型动单剪试验.通过地震反演证明垃圾土的动模量比 G/G_{\max} 和 λ/λ_{\max} 符合曼辛曲线,并给出了上下限和平均值.其他学者(Seed, 1979; Morochinik, Bordet, 1998)采用不同的模型对地震记录进行反演,也得到了类似的结论.为了评价填埋场在地震条件下的稳定性,通常沿用以往坝体的计算方法,其中比较普遍的是采用 Newmark(1965)基于刚塑性假设首先提出的地震荷载下估计坝体潜在变形的的方法. Bray 和 Rathje(1998)、Soydemir(1995)以及 Chang 等

^{*} 国家自然科学基金(59678020)和浙江省自然科学基金(RC9609)资助项目.
2000-07-10 收到初稿,2000-11-13 收到修改稿,2000-12-13 决定采用.

(1995)都曾使用 Newmark 法对不同的垃圾填埋场进行动力稳定分析和永久位移研究，并得到了一些重要的结论。

本研究针对某垃圾填埋场工程，通过现场剪切波速试验，结合以往现场静力触探、室内常规及三轴等试验结果，给出了该填埋场主断面的分层情况和主要计算参数(部分参数及曲线参照国内外有关文献报道)；对该垃圾填埋场进行了静动力有限元稳定性分析。表明，地震过程中最危险断面的位置比较稳定，在此基础上提出并采用“精确”的 Newmark 方法计算了填埋场在地震作用下的永久位移。

1 静力和动力分析模型及方法

本研究采用二维有限元排水有效应力动力分析法，对填埋场进行地震响应分析，并在此基础上计算填埋场的稳定系数和永久变形。具体步骤如下。

1.1 静力分析

张振营等(2000)曾对该场地垃圾土的静力模型作了专门的研究。结果表明，垃圾土较好地符合 Duncan-Zhang 模型，并给出了部分土层的参数值。本研究静力计算采用 Duncan-Zhang 模型全量法，割线模量公式为

$$E_s = KPa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi} \right] \tag{1}$$

式中， σ_1, σ_3 为第一、第三主应力； $R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 为破坏比； k, n 分别为土的模量系数和模量指数。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 为破坏时的主应力差； $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 为主应力差的渐近值。

1.2 浸润线位置确定

McEnroe(1989)曾对位于填埋场底部砂土渗滤液收集层中浸润线分布曲线作过研究。本研究对该理论进行进一步拓展，将其使用范围拓展到整个填埋体，同时考虑渗滤液收集层发生失效时浸润线情况。填埋场内渗滤液收集系统以及浸润线自由面曲线可简化成如图 1 所示的模型形式。当渗滤液收集系统工作正常时，浸润线自由面如曲线①所示，否则失效时如曲线②所示。

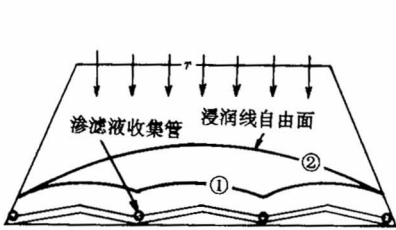


图 1 渗滤液收集系统与浸润线自由面曲线

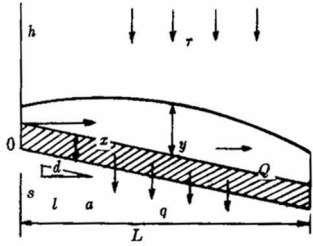


图 2 简化浸润线自由面计算模型

为了进一步建立简化计算模型以及方便求解，可对模型作如下假定：① 填埋场垃圾土体渗透系数为常数，不随时间与空间变化且各向同性；② 地表降水入渗是填埋场垃圾土体唯一补给来源，渗滤液回灌水可以近似地认为是地表入渗水；③ 纵向外来雨水单宽入渗量 r ，以及底部衬垫层渗滤液垂直入渗强度水平方向均为均匀。

根据对称性原则，图 1 所示模型可以继续简化成图 2 所示简化计算模型形式。图中， Q

表示稳态渗流时一维侧向渗滤液单宽流量; r 表示填埋场竖向外来雨水单位宽度有效入渗量; q 表示填埋场中渗滤液在底部衬垫层中的单位宽度有效下渗量; α 表示填埋场底部衬垫层的坡度; d 表示填埋场底部衬垫层的厚度; L 表示填埋场底部衬垫层坡面的水平长度. 垃圾土的渗透系数取为 k ; 填埋场底部防渗垫层的渗透系数取为 k_c .

简化模型的边界条件为: ① 在模型左边边界处的流量为 0, 即在 $x=0$ 处, $Q=0$;

② 在计算模型右边边界处的水力梯度为 -1, 即 $x=L$ 处, $\frac{dh}{dx} = -1$.

从边界条件及简化计算假定容易得到模型方程

$$\frac{dQ}{dx} = r - q \quad (2)$$

可对上述方程进行适当简化以及无量纲化, 令 $m=r-q$, $Y=y/L$, $X=x/L$, $Y_L=y_L/L$, $X_L=x_L/L=1$, $\bar{Y}=\bar{y}/L$, $R=m/(k\cos^2\alpha)$. 同时, 用分离变量法对方程(1)进行求解, 根据 R 与 S 的不同关系, 可得到 3 种不同情况下填埋场渗滤液浸润线自由面曲线方程的解

① $R > \frac{S^2}{4}$ 时

$$X = \left[\frac{R(1-S+R)}{R-SZ+Z^2} \right]^{1/2} \cdot \exp \left[\frac{S}{M} \tan^{-1} \left(\frac{2R-S}{M} \right) - \frac{S}{M} \tan^{-1} \left(\frac{2Z-S}{M} \right) \right] \\ M = \sqrt{4R-S^2} \quad (3)$$

② $R < \frac{S^2}{4}$ 时

$$X = \left[\frac{R(1-S+R)}{R-SZ+Z^2} \right]^{1/2} \cdot \left[\left(\frac{2R-S-N}{2R-S+N} \right) \left(\frac{2Z-S+N}{2Z-S-N} \right) \right]^T \\ N = \sqrt{S^2-4R} \quad T = \frac{S}{2N} \quad (4)$$

③ $R = \frac{S^2}{4}$ 时

$$-\ln X = \ln \left(Z - \frac{S}{2} \right) + \frac{S}{S-2Z} + C_3 \quad (5)$$

对这 3 组隐式解进行迭代, 就可得到在各种入渗条件下填埋场渗滤液自由面分布曲线.

1.3 动力计算

本研究采用 Biot 动力固结方程, 经有限元离散后方程为

$$\begin{cases} [M][\ddot{\delta}] + [C][\dot{\delta}] + [K][\delta] + [Q][u] = [F_1] \\ [Q]^T[\dot{\delta}] + [H][u] = [F_2] \end{cases} \quad (6)$$

式中, $[M]$ 为质量矩阵, $[K]$ 为刚度矩阵, $[Q]$ 为耦合矩阵, $[H]$ 为渗透矩阵, $[F_1]$ 、 $[F_2]$ 为荷载矩阵.

将式(2)写成增量形式后, 可采用 Newmark 法进行数值积分计算. 计算中, 动力计算和孔隙水压力的产生和消散不是同步进行的. 动力计算时分小时段进行, 在每一小时中, 假定孔隙水封闭在土骨架中不发生流动; 孔隙水压力的产生和消散分大时段进行, 即每隔一段时间再计算振动孔压的产生和消散. 为了体现垃圾土的动力非线性特征, 本研究的动模量比 G/G_{\max} 和 λ/λ_{\max} 采用 Matasovic 和 Kavazanjian(1998)得出的“最适合”曲线. 由于

$$G_{\max} = K_{\max}(\delta'_m)^{1/2} = \rho V_s^2 \quad (7)$$

根据试验测得的密度和剪切波速值, 由公式(7)可反算 K_{\max} , 根据 Augello 等(1998)结果,

λ_{\max} 取值为 0.24. 动孔压增长模式如下式所示:

$$\Delta u_g = \frac{\sigma'_m(1 - mS_L)}{\pi\theta N_L \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/\theta}}} \left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/2\theta-1} \Delta N \quad (8)$$

其中, $N_L = 10^{b - (\tau_{av}/\sigma'_0)/a}$ 为每单元的液化周数; σ'_0 为初始静法向有效应力; τ_{av} 为平均剪应力; N 为某计算时刻段以前各时段的等效振动次数 ΔN 的累计值; ΔN 为时段 Δt 所分配的等效振动次数, $\Delta N = \frac{N_q}{t} \Delta t$; σ'_m 为初始竖向静应力; m 为孔压折减系数, 一般取 1.1~1.3; θ 为经验系数, 一般取 0.7.

2 稳定与地震永久变形计算

2.1 静力和动力稳定安全系数

对于给定边坡, 假设其滑裂面为圆弧面, 对于任一圆弧面, 可分成 n 份进行计算, 其中对于任一小滑弧段 A 的抗滑稳定安全系数可表示为

$$F_A = \frac{\frac{1}{l_i} \int_i \tau_{fi} dl_i}{\frac{1}{l_i} \int_i \tau_{mi} dl_i} = \frac{\int_i \tau_{fi} dl_i}{\int_i \tau_{mi} dl_i} \quad (9)$$

式中, F_A 是相应滑弧段 A 的抗滑稳定安全系数; τ_{fi} 是滑弧段 A 中任一点的抗剪强度, 可由 M-C 强度准则表示, $\tau_{fi} = c_i + \sigma_{mi} \tan \varphi_i$; τ_{mi} , σ_{mi} 为滑弧段上任一点的剪应力和法向正应力; c_i , φ_i 为总应力强度指标; l_i 是滑弧段的弧长.

在动力分析中, 已经求得堤坝及其地基的有效应力场和孔隙水压力场, 进而总应力场也可方便地求得. 在计算中, 任一滑弧段 A 的应力采用滑弧中心点的应力(通过形函数反算)作为平均应力进行计算, 因此整体安全系数为

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{fi} dl_i}{\sum_{i=1}^n \tau_{mi} dl_i} \quad (10)$$

2.2 地震永久位移

本研究利用 Reame(黄仰贤)程序的搜索过程, 计算每一时段的最小安全系数及其对应的危险滑弧. 结果发现, 部分稳定系数小于 1.0, 但是虽然滑弧搜索的精度已经相当高, 最危险滑弧的位置比较稳定, 大多数时段均集中于 3~5 个滑弧上.

1965 年朗肯土力学会议上, Newmark 指出(Augello *et al.*, 1998), 当作用于潜在滑动面上的惯性力超过某一数值时, 坝体将产生失稳并开始滑动, 当惯性力反向后滑动将停止. 于是通过计算使坝体产生滑动的最小加速度——屈服加速度, 即使坝身沿着某一可能滑动面的滑动安全数恰好等于 1 的那个加速度(它与重力速度的比值称为屈服加速度系数 K_c), 并将加速度超过这一数值的部分作两次积分, 即可得到滑块的最终位移. Seed (1979)以这一计算方法概念为根据, 提出了平均地震加速度的概念, 修正了 Newmark 刚塑性假定. 他们假定破坏发生于指定滑动面, 当应力小于破坏应力时, 土是弹性的, 但超过破坏应力时, 土呈绝对塑性性能. 并用剪切楔法考虑了地震过程中坝体上各点加速度沿

深度大小方向的分布.

由于上述方法均要通过试算, 很难获得比较“精确”的位移值, 而且笔者认为, 滑移应发生在安全系数最小的滑动面上, 滑动面应更接近于圆弧面, 所以通过计算滑动面的转角, 进而得出永久位移更符合工程实际. 对稳定计算获得的 3~5 个最危险滑弧, 可利用稳定程序计算出每个滑弧在任一时刻的滑动力和阻抗力, 再计算出每个滑动体对圆心的转动惯量, 即可由下式计算出坝体的永久位移(假定: ① 地震过程强度模量不衰减; ② 滑动不引起动力响应的变化)

如果滑动力大于阻抗力, 滑动体绕转动中心发生滑动, 转动加速度如下式所示:

$$\varphi = (\sum_{i=1}^n \tau_{mi} dl_i - \sum_{i=1}^n \tau_{fi} dl_i) / I$$

(11)

I 为滑动体的转动惯量, 可通过 Acad14 进行编程计算. 在整个振动的时程中, 总的滑动转角 δ 应是每次滑动转角 δ_i 之和, 按下式计算:

$$\delta = \sum_{i=1}^n \delta_i = \sum_{i=1}^n \iint \varphi d^2 t$$

(12)

式中, n 为在整个地震期间的滑动次数. 进一步即可比较方便地求出滑动体顶部的水平向和竖向位移, 而这显然要比 Seed(1979)对所有不同高度的滑动面进行分析计算更为合理和直观.

3 工程实例及结果分析

杭州市某填埋场设计容量为 500 万 m^3 , 建成于 1992 年, 目前高度为 102 m, 日处理垃圾 400 t, 笔者对该填埋场做了剪切波速试验, 现场静力触探、室内常规及三轴等试验. 该填埋场主断面如图 3 所示, 物理力学指标如表 1 所示. 本研究采用的边界和约束条件如表 2 所示.

表 1 填埋场主断面各层土的物理力学指标

层号	含水量	孔隙率	天然重度 / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	饱和容重 / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	渗透系数 / $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	C/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	v_s / $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$
土层 1	95%	3.65	10.0	12.1	1.5×10^{-3}	6.0	17	60~80
土层 2	85%	3.25	10.0	12.0	1.1×10^{-3}	11.5	17	70~100
土层 3	70%	2.5	10.0	11.9	0.75×10^{-3}	15.5	17.5	90~190

表 2 计算采用的边界和约束条件

计算内容	约束条件	底面	顶面	左右面
静力计算	水平位移	固定	自由	固定
	竖直位移	固定	自由	自由
动力计算水平位移	固定	自由	自由	
	竖直位移	固定	自由	固定
渗流计算	孔压	自由	固定	自由

注: 上述边界和约束条件仅针对本算例, 对不同情况, 应参照有关文献进行调整.

3.1 静力稳定结果

本研究对图 3 填埋场的网格划分如图 4 所示. 每个网格采用 8 节点单元, 共 384 个单

元、1 233 个节点.

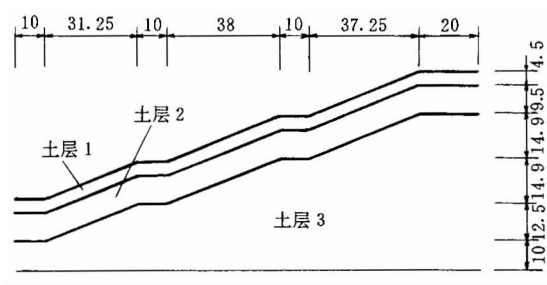


图 3 填埋场剖面图

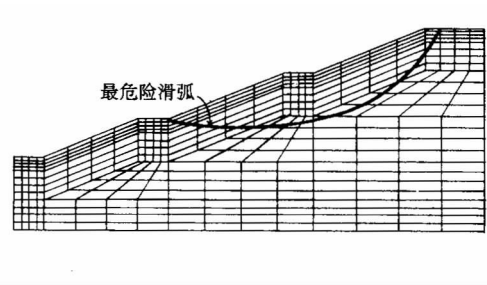


图 4 网格划分及静力最危险滑弧

静力稳定最小安全系数为 1.32，最危险滑弧位置在图 2 中给出. 该滑弧的位置与陈云敏等(2000)(采用瑞典条分法)得出的结果非常接近，并曾经在此位置上发生过滑坡(大雨期间)，造成该区域植被的大面积死亡. 这也间接证明了本研究方法的合理性.

3.2 动力稳定及永久位移计算结果

本研究采用唐山地震加速度曲线，总持续时间为 10 s，将其分为 500 个点输入，曲线形式如图 5 所示.

动力计算结果表明，最大加速度为 0.1 g 时，所有小时段下的最小安全系数均大于 1.0，即填埋场不会发生滑移，最小值为 1.03；当最大加速度为 0.2 g 时，在总共 500 个点中，共有 12 个点的最小安全系数小于 1.0，最小值为 0.89；当最大加速度为 0.3 g 时，共有 31 个点的最小安全系数小于 1.0，最小值为 0.68；当最大加速度为 0.4 g 时，共有 86 个点的最小安全系数小于 1.0，最小值为 0.54. 最大加速度为 0.3 g 和 0.4 g 时，最小安全系数所在的滑弧分布如图 6 和表 3 所示(坐标原点为图 3 中左下角点). 图 7 还给出了地震过程中的安全系数随时间变化情况.

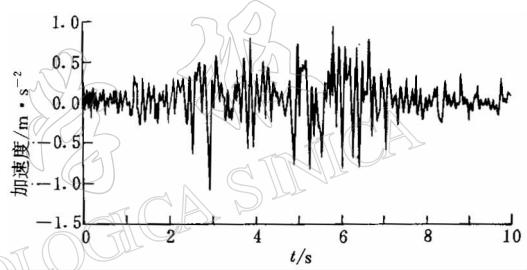


图 5 唐山地震加速度时程曲线

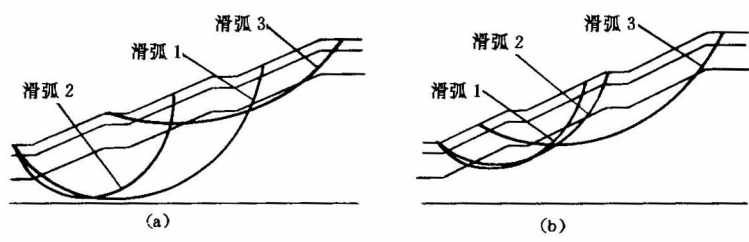


图 6 地震过程中的主要滑弧位置

(a) 最大加速度为 0.3 g 时的主要滑弧；(b) 最大加速度为 0.4 g 时的主要滑弧

从表 3 中可以看到，最危险滑弧的位置相当稳定. 当最大加速度为 0.3 g 时，总共 61.3% 的最危险滑弧(安全系数小于 1.0)集中在 3 个圆弧中，而且滑弧 1 和滑弧 2 就占了 48.4%；当最大加速度为 0.4 g 时，3 个主要滑弧也占最危险滑弧(安全系数小于 1.0)的

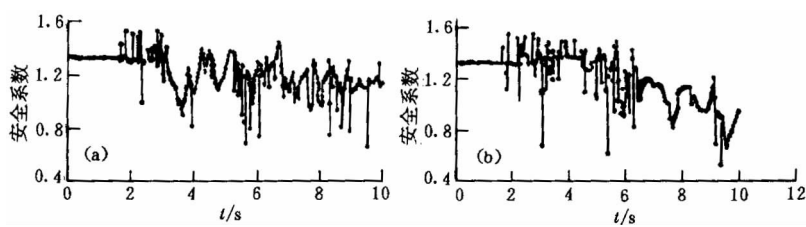


图 7 地震过程中的安全系数随时间变化图
(a) 最大加速度为 0.3 g 时的安全系数; (b) 最大加速度为 0.4 g 时的安全系数

表 3 地震过程中主要危险滑动面及其永久变形

最大加速度	0.3 g			0.4 g		
	滑弧 1	滑弧 2	滑弧 3	滑弧 1	滑弧 2	滑弧 3
圆心/m	47.7, 65.9	33.9, 40.0	74.2, 126.2	33.9, 62.1	36.4, 74.1	65.4, 115.7
半径/m	63.5	37.44	94.1	47.4	58.3	93.1
转动惯量	7.61×10^7	1.28×10^7	9.34×10^7	1.66×10^7	3.07×10^7	1.40×10^8
最危险点数	9	6	4	21	16	10
占比比例数	29.0%	19.4%	12.9%	24.4%	18.6%	11.6%
永久变形 (横向)	0.76 cm	0.45 cm	1.70 cm	10.4 cm	13.2 cm	9.28 cm
	4.86 cm	3.93 cm	2.06 cm	31.3 cm	30.9 cm	14.8 cm

注: 转动惯量是指滑动体对滑动中心的转动惯量, 单位为 $\text{kg} \cdot \text{m}^2$; 最危险点数是指该滑弧在所有最小安全系数小于 1.0 的时间点中处于最危险位置的点数; 占比比例数为最危险点数除以最小安全系数小于 1.0 的时间点数。

54.7%, 所以计算这 2~3 个滑弧在地震过程中的永久位移, 基本上就能了解填埋场的总体变形情况. 由于动力计算中考虑了垃圾土的液化等因素, 显然比以往的 Newmark 方法更为精确.

根据前面提到的方法[公式(11)、(12)], 对填埋场进行了地震过程中的永久变形计算, 其结果也列于表 3 中.

从表 3 可以看出, 随着最大基底加速度的增加, 填埋场的永久位移增加很快. 国外通常认为, 1 英尺(30.48 cm)左右为可接受的永久位移, 所以当最大基底加速度为 0.3 g 时, 虽然安全系数最小值为 0.73, 但最大永久位移不到 5 cm, 而且通过计算, 地震结束后的安全系数并没有明显的下降且均大于 1.0, 因而仍可以被认为是安全的; 而当最大基底加速度为 0.4 g 时, 最大位移却超过了这一范围. 更重要的是, 当地震结束时, 填埋场的最小安全系数仍小于 1.0, 所以该填埋场会在震后滑坡从而产生严重破坏. 另外, 随着最大基底加速度的增加, 最危险滑弧的集中度却有所减少, 这部分是因为液化区域(液化区每秒中计算一次)的增加造成了最危险滑弧的不确定性, 所以相对而言, 本研究方法对液化区较少的情况更为适用.

通过计算发现并总结了一些重要的现象: ① 虽然在地震过程中填埋场的瞬时安全系数可能远小于 1.0, 却未必产生很大的永久位移, 所以采用永久位移计算比单纯的拟静力法更为科学; ② 不同最大基底加速度时的主要滑弧可能完全不同, 但有时也会发生在同一位置; ③ 容重的增加, 能够大大减少填埋场的永久位移的发展, 这体现了垃圾在填埋过程中压实的重要性; ④ 地震时间和最大基岩加速度对填埋场的永久位移的影响都很大, 针对

不同的填埋高度及土层参数,影响程度会有所不同,但总的说来,最大基岩加速度的影响更大一些;⑤ 由于本研究采用的是圆弧滑动面,在很多情况下,滑动体的竖向位移可能比横向位移要大得多(表 3),这与以往用 Newmark 方法计算永久位移通常以横向为主的模式有较大出入.笔者认为本研究方法更为合理.

4 结论

本研究根据剪切波速试验及其它试验结果,通过静力和动力有限元计算,并对某填埋场边坡进行稳定分析,得出以下结论:

(1) 在地震过程中,最危险滑动面的位置比较稳定.在此基础上,对 Newmark 方法进行改进后,可以使之建立在更为“精确”的基础上.

(2) 虽然在地震过程中填埋场的瞬时安全系数可能远小于 1.0,却未必产生很大的永久位移.

(3) 容重的增加,能够大大减少填埋场的永久位移的发展,所以垃圾在填埋过程中的压实是非常重要的.

(4) 地震时间和最大基岩加速度对填埋场的永久位移的影响都很大,总的说来,最大基岩加速度的影响更大一些.

(5) 在对填埋场进行地震稳定分析时,除了计算永久位移外,还要特别注意震后稳定性的验算.

本研究对填埋场的抗震设计具有重要的指导意义;同时,这一结果对一般坝体的工程抗震也具有较大的参考价值.

参 考 文 献

- 陈云敏,王立忠,胡亚元,等. 2000. 城市固体垃圾填埋场边坡稳定分析[J]. 土木工程学报, **33**(3): 92~97
- 张振营,吴世明,陈云敏. 2000. 城市生活垃圾土性参数的室内实验研究[J]. 岩土工程学报, **22**(1): 35~39
- Augello A J, Bray J D, Abrahamson N A, et al. 1998. Dynamic properties of solid waste based on back-analysis of OII landfill[J]. *J Geotech Geoenviron Engrg*, ASCE, **124**(3): 211~222
- Bray J D, Rathje E M. 1998. Earthquake-Induced Displacements of solid-waste landfills[J]. *J Geotech Geoenviron Engrg*, ASCE, **124**(3): 242~253
- Chang Tzyyshiou, Wei Baozhu, Hall K M, et al. 1995. Earthquake-induced lateral displacement of a landfill[A]. *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*[C]. St Louis, Missouri, Vol. 1, 539~543
- Mitchell J K, Seed R B, Seed H B. 1990. Kettleman hills waste landfill slope failure. I: Liner-system properties[J]. *J Geotech Engrg*, ASCE, **116**(4): 647~668
- Morochinik V, Bardet J P. 1998. Identification of dynamic properties of OII Landfill[J]. *J Geotech Geoenviron Engrg*, ASCE, **124**(3): 186~196
- Matasovic N, Kavazanjian E. 1998. Cyclic Characterization of OII Landfill solid waste[J]. *J Geotech Geoenviron Engrg*, ASCE, **124**(3): 196~210
- McEnroe B M. 1989. Maximum saturated depth over landfill liner[J]. *J Envir Engrg*, ASCE, **119**(2): 262~270
- Newmark N M. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. *Géotechnique*, **15**(2): 139~160
- Seed R B, Mitchell J K, Seed H B. 1990. Kettleman hills waste landfill slope failure. II: Stability Analyses[J]. *J Geotech Engrg*, ASCE, **116**(4): 689~690

- Seed H B. 1979. Consideration in the earthquake design of earth and rockfill dams[J]. *Géotechnique*, **29**(3): 215~263
- Soydemir C. 1995. Seismic Design of landfills for NE united states[A]. *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*[C]. St Louis, Missouri, Vol. 1, 457~462

STABILITY AND PERMANENT DISPLACEMENTS ANALYSIS OF WASTELAND DURING EARTHQUAKES

Ke Han Chen Yunmin Ling Daosheng Wen Zhentong

(*Geotechnical Institute of Zhejiang University, Hangzhou, 310027, China*)

Abstract: According to the results of experiments on the municipal solid waste (MSW), a series of formula are deduced to calculate the leachate free-faced headline curve. By means of static and dynamic FEM, the stability of a wasteland during earthquakes is analyzed. It is demonstrated that the positions of the most dangerous sliding surfaces during earthquakes are fairly stable. Based on the above findings, this paper developed the Newmark method by increasing the precision to reckon the permanent deformation of wastelands during earthquakes. The method presented in the paper is not only of great importance to instruct the anti-seismic design of wasteland, but also valuable to the design of ordinary dams and embankments.

Key words: wasteland; stability; anti-seismic; permanent deformation