

DOI: 10.11779/CJGE201803007

“12·20”深圳滑坡动态模拟

孙玉进^{1, 2}, 宋二祥^{*1}

(1. 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084; 2. 中车建设工程有限公司, 北京 100084)

摘要: 将深圳滑坡堆填渣土近似视为饱和土, 考虑快速填筑效应, 假定填筑高度在填筑过程中随时间线性增大, 由一维固结理论推导出由于快速加载引起的土体内超静孔隙水压力分布, 同时根据修正剑桥模型考虑填土剪缩效应对超静孔隙水压力的影响。总孔隙水压力为静水压力、快速加载和剪缩引起的超静孔隙水压力三部分之和, 从而由总应力得到余泥渣土失稳时的有效应力, 进而由有效内摩擦角得到其剪切强度。再将快速滑出过程看作不排水条件下的破坏, 利用推导出的填土不排水强度, 采用可以有效模拟超大变形问题的物质点法对深圳滑坡的全过程进行了动态模拟, 并研究了滑坡体对建筑物的破坏作用。模拟结果表明该模型能较好解释深圳滑坡中滑动土体高速远程输送特征。

关键词: 深圳滑坡; 静态液化; 远程滑坡; 物质点法; 滑出分析

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0441-08

作者简介: 孙玉进(1988-), 男, 博士, 主要从事岩土数值计算分析。E-mail: sunyj08@163.com。

Dynamic simulation of “12·20” Shenzhen landslide

SUN Yu-jin^{1, 2}, SONG Er-xiang¹

(1. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of Ministry of Education, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. CRRC Construction Engineering Co., Ltd., Beijing 100084, China)

Abstract: The filled soil of Shenzhen landslide is treated as saturated porous media. The excess pore pressure due to fast filling process is derived using the classical one-dimensional consolidation theory by assuming the thickness of the filled soil to increase linearly. Meanwhile, another part of the excess pore pressure induced by the soil contraction under shear deformation is derived by using the modified Cam-clay model. Then the effective stress is obtained by subtracting the pore pressure, i.e., the static pore pressure and the two parts of the excess pore pressure, from the total stress. The undrained shear strength can be expressed by the effective friction angle and the effective stress. Finally, the landslide is simulated using the material point method by assuming an undrained run-out process in which the soil strength keeps constant. The destructive effect of the sliding soil on the buildings is also analyzed. The proposed theory can be used to explain the extraordinary flow ability of the soil satisfactorily.

Key words: Shenzhen landslide; static liquefaction; long-distance landslide; material point method; run-out analysis

0 引言

随着中国城市化进程的加快, 大型工程项目, 如地铁、地下商场和地下车库等急剧增加, 其施工开挖产生了大量余泥渣土。为堆放这些余泥渣土有些地区专门设置渣土受纳场。随着受纳场余泥渣土厚度和体积的加大, 其稳定性问题需要给予高度重视, 否则会对周围人民生命财产安全造成严重威胁。

2015年12月20日, 广东深圳市光明新区红坳渣土受纳场堆填土失稳, 约 $1.8 \times 10^6 \text{ m}^3$ 余泥渣土由葫芦形受纳场北侧缺口滑出, 从30 m高滑口处顺势滑下, 沿途高速填埋、撞倒和摧毁33栋建筑物, 覆盖面积约 $3.5 \times 10^5 \text{ m}^2$, 造成多达69人遇难^[1]。此次滑坡最大落差约120 m, 最大水平滑距约1210 m, 堆积物最大宽

度约550 m, 滑坡残留物堆积坡度约4°, 远小于余泥渣土残余内摩擦角。

经国家安监局调查^[2], 此次重大安全事故的直接原因是:有关方面没有对渣土受纳场修建倒排水系统, 而这个受纳场原来有大量积水, 没有排出就加载垃圾、泥土, 同时受纳场周围有很多小股泉水, 加上天气降水, 使受纳场渣土饱和, 之后又超量填渣土, 在重力作用下, 使受纳场的泥土滑动, 并且地形南高北低, 大量渣土在重力推动下, 高速滑出, 造成了重大人员

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目
(2014CB047003)

收稿日期: 2016-05-10

*通讯作者(E-mail: songex@tsinghua.edu.cn)

伤亡和财产损失。

据当地群众所拍滑坡视频以及媒体调查^[3], 滑坡前, 深圳当地并未发生大规模强降雨, 只是 12 月 20 日上午下过小雨, 且专家组的结论是该雨量不足以诱发滑坡。但是, 大量渣填土为何像流体一样从填埋坑流出, 并高速移动和扩散到下方广阔平缓地面, 且最终形成的堆积土坡角接近零度? 该问题使国内外众多岩土工作者甚感困惑。实际上, 一些滑坡的高速远程效应机理一直是国内外研究的热点, 针对该问题, 目前国际上有多种研究模型: 空气润滑模型^[4]、颗粒流模型^[5]、能量传递模型^[6]、底部超静孔隙水压模型^[7]、剪切生热模型^[8]、声波液化模型^[9]、滚动摩擦模型^[10]等。但由于问题的复杂性, 到目前为止, 研究还没有取得公认的结论^[11], 对此类高速远程滑坡的模拟也大多利用最大滑距反分析换算出表观摩擦角^[12], 再利用换算的摩擦角作为土体参数进行模拟, 而且模拟的手段均高度简化, 少见用连续介质理论为基础的精细化方法进行模拟。其中一个很重要的原因是: 高速远程滑坡模拟涉及土体超大变形, 土力学中常用的有限元法, 在处理这种超大变形问题时, 常遇到网格畸变, 计算精度降低, 甚至计算失败。相对而言, 物质点法 (material point method)^[13-14]在模拟这些超大变形问题时具有无可比拟的优势。

本文从受纳场渣土填筑过程中的应力路径入手, 将渣土从开始填筑到失稳简化为两个基本过程: 一维固结过程和不排水剪切过程, 推导出填筑到设计标高渣土内部超静孔隙水压力的分布, 基于填筑后超静孔隙水压力的分布和有效内摩擦角, 推导出不排水抗剪强度。再将渣土滑出过程看为不排水情况, 利用能够有效模拟超大变形问题的物质点法动态模拟深圳滑坡滑动的全过程, 并结合模拟过程及结果探讨此高速远程滑坡的机理及其模拟方法。

1 深圳滑坡整体分析

1.1 滑坡概况

图 1 为滑坡前后地形对比图。该滑坡可分为 3 个

区: 葫芦形的滑坡物源区、狭长滑口区和平缓的堆积区。滑坡物源区原为采石坑, 后被利用作为渣土受纳场, 采石坑北面有一缺口, 缺口处为一缓坡, 坡高约 30 m, 其下为平坦工业园区。滑动土体从该缺口处涌出, 下滑至平坦地面, 以较高的速度冲击地面建筑物, 并最终形成大面积的堆积体, 堆积体中心纵剖面见图 2。



图 1 深圳滑坡前后对比图

Fig. 1 Comparison of topographies before and after landslide

由图 2 可以发现, 滑动土体全为余泥渣土, 滑动后主物源区堆积物坡度约为 5°, 这说明渣土在坑内时其表观强度就很低。堆积区表面坡度约为 4°, 略小于坑内堆积物坡度。

根据滑坡应急勘察报告, 滑出的堆积体由余泥渣土组成, 稍湿-很湿, 无压实。主滑区地面和侧壁有多处出露渗水点, 并伴随冒泥冒气泡现象, 同时在已完成的钻孔内也同样观测到冒水、涌泥现象, 表明滑坡体具有较强的超静孔隙水压力。

根据现场钻孔取土进行试验测得滑动土体颗粒级配累积曲线见图 3, 滑动土体为细粒土, 另测得液限为 35.8%, 塑限 23.9%, 天然含水率 22.5%, 饱和度为 80%, 可判断滑动土体为近饱和黏性土。

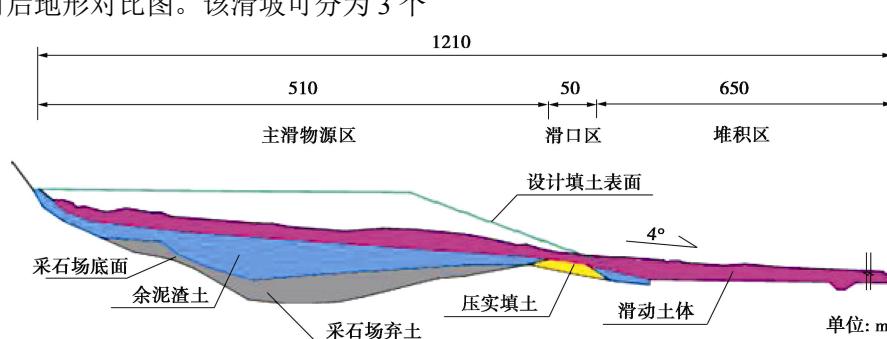


图 2 深圳滑坡滑动土体中心纵剖面图

Fig. 2 Profile of longitudinal section of sliding soil of the landslide

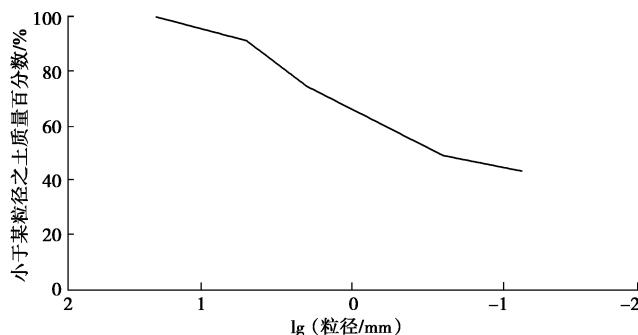


图3 深圳滑坡滑动土体粒径级配累积曲线

Fig. 3 Grading curve of sliding soil in Shenzhen landslide

试验测得滑动土体与余泥渣土材料参数平均值见表1。土体渗透性差, 余泥渣土与滑动土体材料参数相近, 说明滑动过程中, 材料的物理力学性能变化不大。通过余泥渣土材料参数, 可换算得其固结系数为 $C_v=3.94\text{ m}^2/\text{d}$ 。在后续分析中, 原位固结分析采用余泥渣土材料参数, 强度分析采用滑动土体对应的摩擦角。

表1 土体材料参数平均值

Table 1 Mean values of soil parameters

土体名称	密度 /(g·cm ⁻³)	孔隙比	渗透系数 (cm·s ⁻¹)	压缩系数 /MPa ⁻¹	ϕ' (°)
滑动土体	1.87	0.75	1.40×10^{-5}	0.49	22
余泥渣土	1.82	0.79	1.26×10^{-5}	0.50	24

根据设计资料, 红坳渣土受纳场设计余泥渣土堆积方案为: 分10级堆放, 每一级高度10 m, 坡度1:2.5, 相邻两级间设宽3 m的马道, 堆积完最后一级后发生了滑坡, 滑口处于第1级顶面。

1.2 滑坡原因分析

深圳滑坡是一典型的高速远程滑坡。滑动土体受纳场堆积余泥渣土, 无淤泥或软弱土层, 事后测量土体内摩擦角较高。传统模拟方法(仅考虑动力效应)模拟出的滑距和堆积物坡度远小于实际结果。另外针对高速远程滑坡的理论模型, 如: 空气润滑模型、能量传递模型、剪切生热模型等, 虽然能一定程度上解释远程滑坡超远滑距以及堆积物平缓堆积坡度(4°)特征, 但不能解释深圳滑坡坑内土体形成的平缓坡角(5°)现象。坑内形成的坡角与坑外堆积物坡角近似相等, 这说明余泥渣土在滑动前, 其表观强度就很低。根据地勘报告, 堆积土近饱和, 且渗透性差, 因此本文给出的解释是: 由于快速施工, 相当于饱和黏土快速加载, 在堆积土中产生了较高的超静孔隙水压力, 使得其表观强度降低; 同时随着填土高度加大, 剪应力水平增大, 松软填土发生剪缩, 超静孔隙水压力进一步加大, 施工结束时, 土体达到破坏并滑出。

1.3 应力路径分析

取滑动土体内任一土单元, 分析从开始填筑到滑动终止全过程的应力路径, 大致如图4红色实线OA

(CA)所示。填筑过程中, 随着填土高度加大, 土体有效平均应力 p' 加大, 若填土无侧向位移, 则应力路径与 K_0 线重合, 但填埋场北面有缺口, 土体有侧向位移, 导致剪应力加大, 因此真实应力路径不断向临界状态线偏移, 直到最终达到临界状态线, 发生失稳滑动。滑出过程时间短, 土体渗透性差, 因此可近似看成不排水条件, 滑出过程中土体孔隙比保持不变。由临界状态理论可知(图4(b)), 其应力点将始终处于A点, 即滑出过程中, 土体有效应力和强度均保持不变。

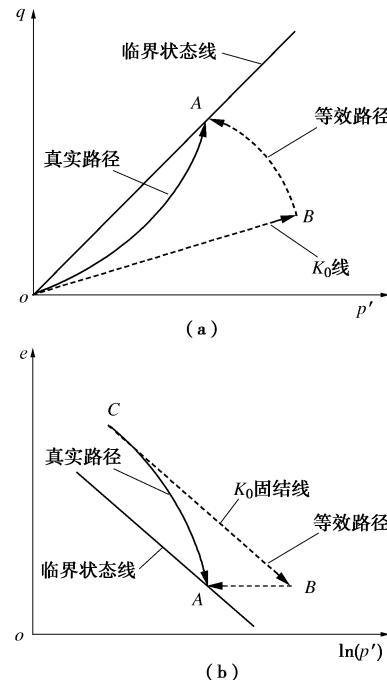


图4 滑动土体应力路径

Fig. 4 Stress paths of sliding soil

从填筑到失稳阶段的真实应力路径OA(CA)比较复杂, 难以求解, 本文将其简化为两个过程: 一维固结过程OB(CB)段和不排水剪切过程BA段。采用考虑施工过程的一维固结理论求出施工完毕后土体内的超静孔隙水压力, 再由修正剑桥模型推导出不排水剪切过程产生的超静孔隙水压力, 总的超静孔隙水压力等于两过程超静孔隙水压力之和, 从而可以确定填土体滑出时的应力状态。滑出过程中, 由于余泥渣土渗透性差, 滑出时间短, 可看成不排水条件, 由临界状态理论知, 滑出过程中土体有效应力保持不变, 因此强度保持不变, 可利用推导出的不排水强度进行滑出分析。

2 一维固结过程

深圳滑坡滑动土体为近饱和未压实黏性土, 物源区为葫芦形采石坑, 最大水平长度约490 m, 最大水平宽度约320 m, 滑口宽度约100 m, 堆土厚度90 m,

堆土面积大, 除狭窄滑口外, 其它面为不排水岩体, 故可近似采用一维固结理论来推导由于快速加载引起的土体内超静孔隙水压分布。

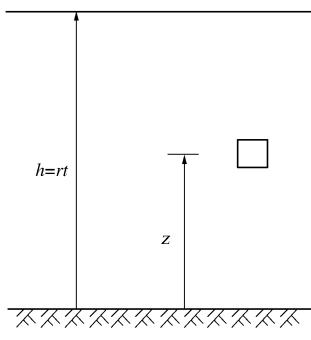


图 5 一维固结分析土单元

Fig. 5 Soil element in one-dimensional consolidation

取如图 5 所示填土单元, 进行固结分析, 可得固结方程为^[15]

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \gamma' \frac{\partial h}{\partial t}, \quad (1)$$

式中, u 为超静孔隙水压力, t 为时间, C_v 为固结系数, h 为填土高度, z 为分析土体高度 (向上为正), γ' 为土体有效重度, 可取为饱和重度 γ 的一半, 即 $\gamma' = 0.5\gamma$ 。

堆土时间间隔密集, 深圳市光明新区弃土受纳场泥渣弃土堆放较规则, 可将填土高度简化为时间的线性函数。即

$$\frac{\partial h}{\partial t} = r, \quad (2)$$

式中, r 代表施工速率。即式 (1) 变为

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \gamma' r. \quad (3)$$

假设底部不排水, 则边界条件为

$$\left. \begin{array}{l} z=0 \quad \frac{\partial u}{\partial z}=0, \\ z=h \quad u=0, \end{array} \right\} \quad (4)$$

采用变换

$$\left. \begin{array}{l} Z=\frac{z}{h}, \\ U=\frac{u}{\gamma'h}-\left(1-Z\right), \\ T=\frac{r^2t}{4C_v}. \end{array} \right\} \quad (5)$$

将控制方程式 (3) 和边界条件式 (4) 标准化为

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\partial U}{\partial T}=\frac{1}{(2T)^2}\frac{\partial^2 U}{\partial Z^2}+\frac{Z}{T}\frac{\partial U}{\partial Z}-\frac{U}{T}, \\ Z=0 \quad \frac{\partial U}{\partial Z}=1, \\ Z=1 \quad U=0. \end{array} \right\} \quad (6)$$

式 (6) 为典型的对流扩散方程, 其解可表达为^[16]

$$U=-\sqrt{\frac{T}{\pi}}\exp(-TZ^2)\int_0^{+\infty}\xi\tanh(2T\xi)\cdot \cosh(2TZ\xi)\exp(-T\xi^2)d\xi, \quad (7)$$

其中 $T=r^2t/(4C_v)$ 与施工速率的平方成正比, 与施工时间呈线性关系, 本文称之为时间因数。值得注意的是此处的时间因数与固结系数呈反比, 而太沙基理论中的时间因数与固结系数呈正比, 从而可以判定施工时间 t 越长 (时间因数 T 越大), 超静孔隙水压力越大。

式 (7) 涉及无穷积分, 该积分无解析解, 需利用数值法进行求解, 进而可由式 (5) 求得超静孔隙水压力的分布。

红坳渣土受纳场渣土填筑时间 t 约为 2 a, 填土高度 $h=90$ m, 因此对应施工速度 $r=45$ m/a, 根据地勘报告, 填土固结系数 $C_v=3.94$ m²/d, 施工结束后, 土体内部超静孔隙水压力分布如图 6 所示。

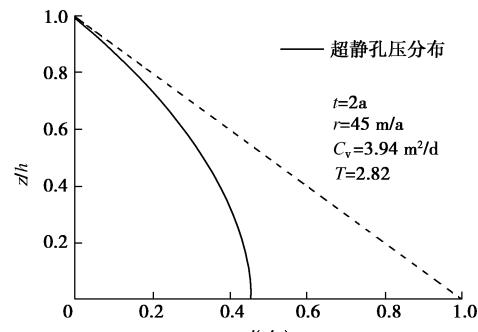


图 6 一维固结超静孔隙水压力分布

Fig. 6 Distribution of excess pore pressure resulting from one-dimensional consolidation

平均固结度为

$$S_a=1-\frac{\int_0^h u dz}{\gamma' \int_0^h (h-z) dz}=40\%. \quad (8)$$

式 (8) 说明一维固结阶段结束时, 土体内超静孔隙水压力约占自重应力的 60%, 即超静孔隙水压力约占土体竖向总应力的 30%。

为简化处理, 采用抛物线拟合图 6 所示超静孔隙水压力分布曲线, 得到拟合后的表达式为

$$u_{cz}=0.45\left[1-\left(\frac{z}{h}\right)^2\right]\gamma'h. \quad (9)$$

3 不排水剪切过程

以下根据修正剑桥模型推导不排水剪切过程结束时, 土体的不排水强度 c_u 。

一维固结过程计算得到的土体应力状态可表示为

$$\left. \begin{aligned} p'_0 &= \frac{1+2K_0}{3}\sigma'_z, \\ q_0 &= (1-K_0)\sigma'_z. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中 p'_0 , q_0 分别为初始有效平均应力和初始广义剪应力; K_0 为侧压力系数, 可取为 $1-\sin\varphi'$, φ' 为有效内摩擦角, 坚向有效应力为

$$\sigma'_z = \gamma'(h-z) - u_{cz}. \quad (11)$$

修正剑桥模型的屈服面方程为

$$q^2 + M^2 p'^2 - M^2 p' p'_c = 0, \quad (12)$$

其中, p' , p'_c , q 分别为有效平均应力、先期固结压力和广义剪应力, 临界状态应力比 M 为

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}. \quad (13)$$

由式(12)知先期固结压力为

$$p'_{c0} = \frac{q^2 + M^2 p'^2}{M^2 p'_0}. \quad (14)$$

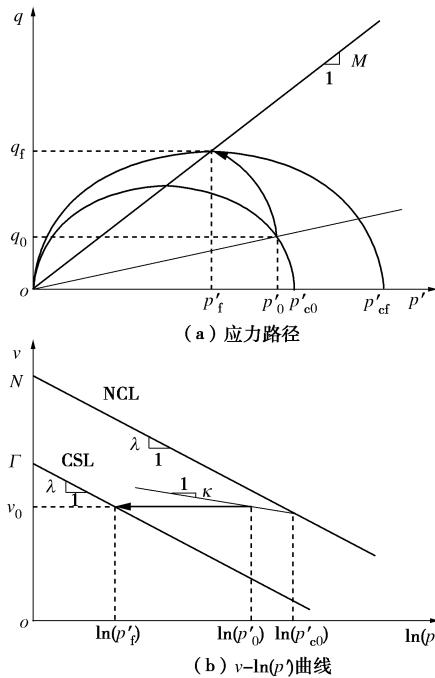


图 7 不排水剪切

Fig. 7 Undrained shear deformations

在图 7 (b) 所示 $v-\ln(p')$ 坐标系中, 正常压缩曲线和临界状态线方程分别为

$$\left. \begin{aligned} v &= N - \lambda \ln(p') \quad (\text{NCL}), \\ v &= \Gamma - \lambda \ln(p') \quad (\text{CSL}), \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中, $v=1+e$ 为比体积, e 为孔隙比。对于修正剑桥模型, 有

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln(2). \quad (16)$$

由图 7 (b) 知, 初始比体积 v_0 满足下方程:

$$v_0 = N - \lambda \ln(p'_{c0}) + \kappa [\ln(p'_{c0}) - \ln(p'_0)]. \quad (17)$$

不排水剪切总体积保持不变, 则应力点到达临界状态线时, 其有效平均应力为

$$p'_f = \exp[(\Gamma - v_0)/\lambda]. \quad (18)$$

将式(16)、(17)代入式(18)可得

$$p'_f = p'_0 \left(\frac{p'_{c0}}{2p'_0} \right)^{1-\kappa/\lambda}. \quad (19)$$

式(19)表明由剪缩引起的土体内超静孔隙水压力与总坚向应力的比值为

$$\frac{p'_0 - p'_f}{\sigma_z} = \frac{\sigma'_z}{\sigma_z} \frac{p'_0}{\sigma'_z} \left[1 - \left(\frac{p'_{c0}}{2p'_0} \right)^{1-\kappa/\lambda} \right]. \quad (20)$$

将式(10)、(13)、(14)代入式(19)可得

$$p'_f = \frac{3 - 2 \sin \varphi'}{3} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{3 - \sin \varphi'}{3 - 2 \sin \varphi'} \right)^2 + \frac{1}{2} \right]^{1-\kappa/\lambda} \sigma'_z. \quad (21)$$

不排水强度:

$$c_u = q_f / 2 = Mp'_f / 2 \equiv k \sigma'_z, \quad (22)$$

式中, 系数 k 的表达式为

$$k = \frac{\sin \varphi' (3 - 2 \sin \varphi')}{3 - \sin \varphi'} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{3 - \sin \varphi'}{3 - 2 \sin \varphi'} \right)^2 + \frac{1}{2} \right]^{1-\kappa/\lambda}. \quad (23)$$

式(23)表明, 不排水强度为最大固结压力的线性函数, 该结果与姚仰平等^[17]基于 UH 模型推导的结果一致。 k 值与有效内摩擦角相关, 对于一般黏土, $\kappa/\lambda=0.1\sim0.2$, 有效内摩擦角 $\varphi'=20^\circ\sim30^\circ$, $k=0.21\sim0.30$, 对于深圳滑坡, 由地勘报告, 滑动土体平均有效内摩擦角为 22° , 滑动土体压缩性较大, 可取 $\kappa/\lambda=0.1$, 则系数 $k=0.22$ 。由式(20)计算可知, 由剪缩引起的土体内超静孔隙水压力占总竖向应力的 5%, 同时使土体内竖向有效应力减小相同数值。

4 滑出分析

4.1 几何模型

红坳渣土受纳场设计余泥渣土堆积方案为: 分 10 级堆放, 每一级高度 10 m, 坡度 1:2.5, 相邻两级间设宽 3 m 的马道, 滑口处于第 1 级顶面, 滑口以下土体未发生滑动, 因此可处理为基岩, 滑口以上部分全为余泥渣土, 高度为 90 m, 等效坡角为 20° 。取纵剖面进行分析, 其几何模型见图 8。模型底部固定, 左右两边为对称边界, 上部自由。

4.2 材料模型

由于滑出过程持续时间短, 因此可以认为滑出过程余泥渣土为不排水情况。由临界土力学理论, 土体在滑出过程中的强度保持不变, 因此可采用 von Mise 模型描述土体强度特征:

$$f = J_2 - a^2 = 0, \quad (24)$$

式中, J_2 为应力偏量的第二不变量。

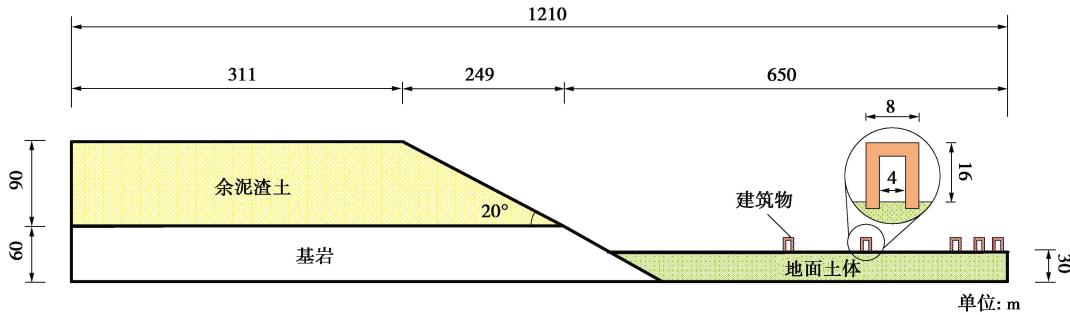


图 8 滑出分析模型

Fig. 8 Geometrical model for run-out analysis

一维固结过程和不排水过程结束后, 可由式(9)、(11)、(22) 和 (23), 将土体的不排水抗剪强度表达为总竖向应力的表达式为

$$c_{u0} \approx k(0.5\sigma_z - u_{cz}) \approx 0.05 \left(1.2 - \frac{z}{h}\right) \sigma_z, \quad (25)$$

式中, σ_z 为竖向应力, 并近似取浮重度为饱和重度的一半。为直观认识余泥渣土强度降低程度, 可由式(25)按强度相等计算等效无黏性土的内摩擦角:

$$\tan \varphi = \frac{c_{u0}}{\sigma_z} \approx 0.05 \left(1.2 - \frac{z}{h}\right). \quad (26)$$

由该式可见, 越靠近表层土体等效内摩擦角越小(固结时间较短)。对于底部土体 ($z=0$), $\varphi=3.4^\circ$; 表层土体 ($z=h$), $\varphi=0.6^\circ$, 实际新填渣土为非饱和状态, 强度高于此值, 因此在滑出分析开始时刻, 利用下式确定余泥渣土的不排水强度:

$$c_u = 0.05 \left(1.2 - \frac{z}{h}\right) \sigma_z + 1 \text{ kPa}. \quad (27)$$

由平面应变条件下 MC 模型与 DP 模型的转换关系^[18]可确定 von Mise 模型的强度参数:

$$\alpha = c_u. \quad (28)$$

另外基岩采用弹性模型模拟; 下部地面土体采用 MC 近似 DP 模型, 摩擦角取 $\varphi=25^\circ$, 黏聚力取 $c=10$ kPa; 地面建筑物材料用 MC 模型, 参考 C30 混凝土强度, 取 $c=500$ kPa, $\varphi=55^\circ$ 。

4.3 数值模型及计算参数

物质点法采用质点离散物体, 用有限单元离散空间求解域。本文将物质域离散为间距为 1 m 的物质点, 共计 93940 个物质点; 采用 $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ 正方形单元离散空间域, 空间域为 $1210 \text{ m} \times 160 \text{ m}$ 的长方形区域(覆盖整个物质域), 共计 48400 个单元。

计算过程分两步: 第一步在较高强度参数下产生初始应力场; 第二步为滑出分析。在第二步开始前, 利用第一步产生的初始应力场, 按式(27)确定后续分析过程中滑动土体的强度。

显式动力分析临界时间步长为

$$\Delta t = \alpha \Delta t_{\text{crit}} = \alpha \frac{l}{c_p}. \quad (29)$$

式中 α 为时间步长因子 ($\alpha < 1$); l , c_p 分别为单元边长和压缩波波速。本文滑出分析时间步长因子取 0.1, 滑动模拟总时间为 70 s。

5 模拟结果与讨论

5.1 填土强度

由土体内的自重应力产生的滑动土体不排水强度见图 9。在滑出分析开始时 ($t=0$ s), 滑动土体的强度 (c_u) 随着土体深度的加大而加大, 最大值约为 108 kPa。滑动终止时 ($t=70$ s), 填土坑下部土体由于强度较高, 并发生滑动, 地面堆积体强度普遍小于 30 kPa。

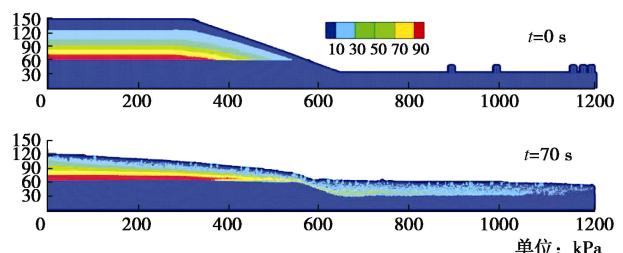


图 9 填土强度图

Fig. 9 Undrained shear strengths of soil

5.2 滑动速率

图 10 为滑动后不同时刻 ($t=2, 4, 9, 16, 23, 50$ s) 土体的速率图。

由图 10 知, 填土滑裂面随着时间推移, 不断向填土坑后方发展, 在 $t=2$ s 时, 滑裂面近似为圆弧形状, 且处于表层; 随着前方土体滑出, 后方土体失去支撑, 亦开始滑动, 滑裂面向后方扩展, 后面土体逐渐滑出, 最终滑裂面变为平面, 直到土体静止。前方滑出土体由于坑前为坡面, 速度不断加大, 在 $t=9$ s 时触及地面, 速度略有下降, 随后在后方滑出土体的推动下, 继续向前加速滑动, 当到达第一排建筑物时获得最大速率约 37 m/s, 撞击第一排建筑物, 速度开始下降; 随后在 18 s 时体系动能达到最大, 约为 6.3×10^6 kJ/m; 在 $t=50$ s 时滑动土体达到模型右边界, 后方土体仍有局部

滑动, 整个滑出过程持续 60 s, 基本与实际结果相符。

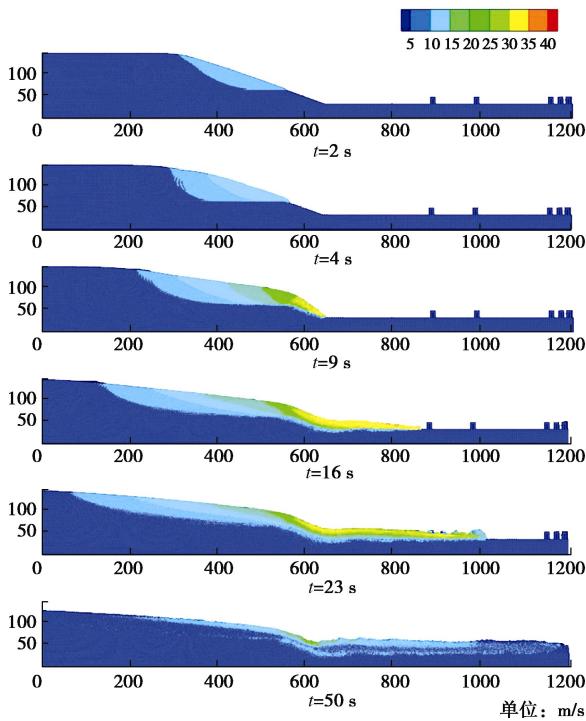


图 10 滑动速率图

Fig. 10 Sliding velocity

5.3 最终构形

滑坡静止后的构形见图 11。

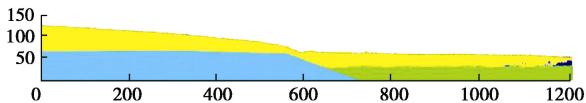


图 11 最终构形图

Fig. 11 Final configuration

地面堆积体最终形成的坡角为 1.2° , 小于实测结果 4° , 主要有以下两个方面的原因: 一是本文假设滑动土体全为饱和状态, 计算出的表层土体强度偏低, 表观摩擦角比实际小, 因此最终形成的堆积体坡度比实际小; 另一个原因是本文模型最大宽度为 1210 m, 滑动土体在右端堆积, 厚度加大, 减小堆积体坡度。本文计算坑内土体坡角为 5.1° , 与实际结果相近, 说明本文计算的中下部余泥渣土的强度与实际较接近。

滑动土体的总体积约为 $6.0 \times 10^3 \text{ m}^3$, 实测 $1.8 \times 10^6 \text{ m}^3$, 相当于物源区平均宽度为 300 m, 符合实际填土坑形状。填土坑后边缘滑出土体厚度为 30 m, 整个填土坑平均滑出土体厚度为 29 m。堆积体端部土体厚度约为 20 m, 高于实测厚度, 主要原因是本文模型为二维平面应变模型, 实际滑坡为三维情况, 滑动土体在下部地面各个方向运动, 使土体厚度减小, 滑距变小。

5.4 对建筑物的影响

图 12 为滑坡体对第一排建筑物的冲击过程。最前

排建筑物中下部首先遭受滑动土体 37 m/s 的速度冲击, 从中间断为两部分。由于滑动土体质量大、速度高, 上半部分来不及下落即被滑动土体裹携带走, 短时间加速到滑动土体速度, 下半部分被推倒掩埋。

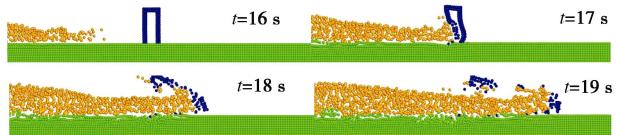


图 12 第一排建筑物破坏过程

Fig. 12 Failure process of first row of buildings

滑动土体裹携着破碎的第一排建筑物滑动 10 s 后, 速度大大降低, 在 $t=21 \text{ s}$ 时, 以 22 m/s 的速度撞击第二排建筑物。图 13 为滑坡体对第二排建筑物的冲击过程。第二排建筑被滑动土体撞击压碎, 变为一片, 被滑动土体推着向前继续滑动。

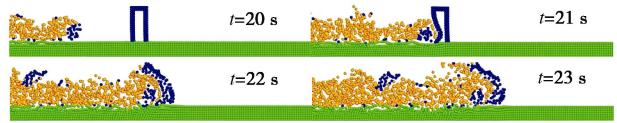


图 13 第二排建筑物破坏过程

Fig. 13 Failure process of second row of buildings

滑坡土体撞倒第二排建筑后, 向前移动约 200 m, 速度减为 11 m/s , 到达最后三排建筑物, 见图 14。前一排建筑物首先被滑动土体撞倒、推翻, 由于建筑物距离很近, 第二排建筑被第一排建筑撞倒, 并相继撞倒后一排建筑, 造成多米诺骨牌效应。右端到达模型边界, 前方滑动土体在后方土体的推动下掩埋建筑, 最终形成的堆积物高度为 20 m。滑动土体对最后一排建筑物的推力约为 $1.3 \times 10^4 \text{ kN/m}$ 。

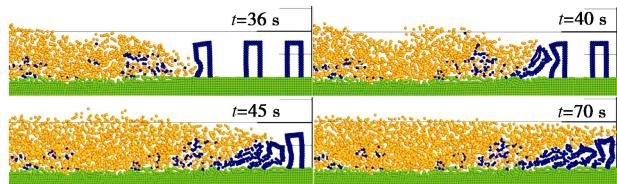


图 14 后三排建筑物破坏过程

Fig. 14 Failure process of last three rows of buildings

6 结论

本文将深圳滑坡余泥渣土近似视为饱和土, 考虑填土快速加载效应和剪缩效应, 推导给出其超静孔隙水压力, 并确定其不排水强度。再利用推导出的填土不排水强度, 运用物质点法对滑坡过程进行了动态模拟。基于文中分析可得出如下结论:

由经典一维固结理论求得填筑土体的平均固结度为 40%, 即土体内产生的超静孔隙水压力约占土体竖向总应力的 30%。

根据修正剑桥模型推导出由于剪缩引起的土体内超静孔隙水压力占总竖向应力的 5%，同时使土体内竖向有效应力减小相同数值。因此，填土快速加载引起的超静孔隙水压力占主导。

综合考虑快速加载和剪缩两种因素，采用物质点法对深圳滑坡进行了动态模拟，模拟结果表明填筑土体具有很大的流动性，完全可以滑动到千米之外，且最终形成的坡角接近 0°。同时也证明了本文所提模型的合理性。但由于深圳滑坡滑出土体散布宽度大于物源区宽度，二维平面应变模型模拟的滑距以及滑出土体的堆积厚度均大于实际情况，更加准确的模拟需采用三维模型。

由固结理论推导可知，固结度为时间因数的函数，而这里的时间因数与施工时间成正比，与固结系数成反比，与施工速率的平方成正比，时间因数越大，固结度越小，因此在此类填筑工程中，要严格控制施工速率，并同时做好排水措施。

高速远程滑坡引起建筑物的破坏形式取决于滑动土体的速度，速度很大时，建筑物将被切成几部分，各部分被滑动土体裹携带走；速度较大时，建筑物被压碎，并继续推动向前滑；速度较小时，建筑物被推倒、掩埋。

致 谢：中国铁道科学研究院深圳分院刘国楠研究员、郭亚磊女士以及治研院深圳分院杨志银院长帮助搜集了有关资料，并对此问题的计算提出有益建议，在此特致谢意。

参 考 文 献：

- [1] 百度百科. 12·20 深圳山体滑坡 [Z]. 2016. (Baidu encyclopedia. 12·20 Shenzhen landslide[Z]. 2016. (in Chinese))
- [2] 人民网. 安监总局局长：深圳“12·20”滑坡事故已被认定为重大安全生产责任事故[Z]. 2016. (People's Daily Online. The country's top work safety official: 12·20 Shenzhen landslide is a serious production accident[Z]. 2016. (in Chinese))
- [3] 调查：深圳山体滑坡大调查，http://www.iqiyi.com/v_19rrkg3vpg.html[Z]. 2016. (Survey: Shenzhen landslide survey, http://www.iqiyi.com/v_19rrkg3vpg.html[Z]. 2016. (in Chinese))
- [4] KENT P. The transport mechanism in catastrophic rock falls[J]. The Journal of Geology, 1966, **74**(1): 79 - 83.
- [5] DAVIES T R H. Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization[J]. Rock Mechanics, 1982, **15**(1): 9 - 24.
- [6] OKURA Y, KITAHARA H, SAMMORI T, et al. The effects of rockfall volume on runout distance[J]. Engineering Geology, 2000, **58**(2): 109 - 124.
- [7] SASSA K. Geotechnical model for the motion of landslides[C]// Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides. Lausanne, 1988: 37 - 55.
- [8] ALONSO E E, PINYOL N M, PUZRIN A M. Geomechanics of failures. advanced topics[M]. Springer Netherlands, 2010.
- [9] COLLINS G S, MELOSH H J. Acoustic fluidization and the extraordinary mobility of sturzstroms[J]. Journal of Geophysical Research (Solid Earth), 2003, **108**(B10).
- [10] KOERNER H J. Flow mechanisms and resistances in the debris streams of rock slides [J]. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 1977, **16**(1): 101 - 104.
- [11] 张 明, 殷跃平, 吴树仁. 高速远程滑坡—碎屑流运动机理研究发展现状与展望[J]. 工程地质学报, 2010(6): 805 - 817. (ZHANG Ming, YIN Yue-ping, WU Shu-ren, et al. Development status and prospects of studies on kinematics of long runout rock avalanches[J]. Journal of Engineering Geology, 2010(6): 805 - 817. (in Chinese))
- [12] ZHANG X, KRABBENHOFT K, SHENG D, et al. Numerical simulation of a flow-like landslide using the particle finite element method[J]. Computational Mechanics, 2015, **55**(1): 167 - 177.
- [13] 孙玉进, 宋二祥. 大位移滑坡形态的物质点法模拟[J]. 岩土工程学报, 2015(7): 1218 - 1225. (SUN Yu-jin, SONG Er-xiang. Simulation of large-displacement landslide by material point method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015(7): 1218 - 1225. (in Chinese))
- [14] SUN Yu-jin, YANG Jun, SONG Er-xiang. Runout analysis of landslides using material point method[J]. Earth and Environmental Science, 2015, **26**(1): 2014.
- [15] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))
- [16] GIBSON R E. The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time[J]. Géotechnique, 1958, **8**(4): 171 - 182.
- [17] 姚仰平, 万 征, 杨一帆. 饱和黏土不排水剪切的热破坏 [J]. 岩土力学, 2011, **32**(9): 2561 - 2569. (YAO Yang-ping, WAN Zheng, YANG Yi-fan, et al. Thermal failure for saturated clay under undrained condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(9): 2561 - 2569. (in Chinese))
- [18] SONG Er-xiang. Elasto-plastic consolidation under steady and cyclic loads[D]. Delft: Delft University of Technology, 1990.