

填土斜坡的排水条件对斜坡稳定性的影响

明海燕¹, 李相崧², 张瑞华³

(1. 深圳大学 土木工程系, 深圳 518060; 2. 香港科技大学 土木工程系, 香港; 3. 深圳市城脉建筑设计有限公司, 深圳 518054)

摘 要: 降雨是导致斜坡破坏的主要原因。地下水位上升和在土中渗流引起土体应力状态的变化是导致斜坡在降雨过程中或降雨后变形与破坏的关键因素。填土斜坡的稳定性不仅取决于填土的强度, 还与填土斜坡的排水条件密切相关。适当的排水条件不仅可以限制斜坡中地下水位上升的高度, 而且可以及时消散因材料剪切收缩而生成的超孔隙水压力, 防止土体液化, 避免斜坡整体流动破坏。本文采用完全耦合有效应力分析程序和与状态相关的剪胀性砂土模型模拟地下水位上升过程中填土排水条件对压实填土斜坡稳定性的影响。完全耦合有效应力分析方法可以模拟孔隙水和土骨架间包括浮力和渗流在内的相互作用。分析结果表明斜坡排水条件是影响斜坡因地下水位上升而变形和破坏的重要因素, 加固松散填土斜坡时必须设置适当的排水与泄水装置。

关 键 词: 完全耦合; 液化; 降雨; 斜坡

中图分类号: TU 441.1⁺.5

文献标识码: A

Effect of drainage condition of compacted fill slope on slope stability

MING Hai-yan¹, LI Xiang-song², ZHANG Rui-hua³

(1. Department of Civil Engineering, Shenzhen University, Shenzhen 518060, China; 2. Department of Civil Engineering, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, China; 3. Citymark Architects and Engineers. Ltd. Co., Shenzhen 518054, China)

Abstract: Rainfall is the most important cause of slope failure. The variation in stress state of soils due to rise of groundwater level and seepage of groundwater is critical to the deformation and failure of slopes during and after heavy rainfall. The stability of fill slope depends not only on the strength of fill material but also the drainage condition of the slope. Proper drainage control can not only limit the height of groundwater level, but also dissipate the build-up of excess pore pressure caused by shearing-induced contraction of soil. The possibility of liquefaction and flow failure of fill slope can be reduced consequently. The performance of compacted fill slope during rise of groundwater level is investigated by using a fully coupled procedure and the state-dependent dilatancy sand model. The interaction between pore water and soil skeleton including both buoyancy and seepage effects can be precisely taken into account in a fully coupled effective stress approach. The influence of the drainage condition of compacted fill on the stability of slope is examined. The analytical result indicates that the drainage condition in a compacted fill slope plays an important role in controlling the deformation of slope during and after heavy rainfall. Proper drainage control must be provided in remediation of loose fill slopes.

Key words: fully coupled; liquefaction; rainfall; slope

1 引 言

香港地区每年报道发生的泥石流、滑坡案例都有几百宗^[1-5]。很多研究均表明降雨是引发斜坡破坏的最重要原因。地表水冲蚀与渗入、地下水运动都可能触发松散斜坡破坏。根据 Sun^[6], 小规模水土流失和局部剪切破坏的主要原因是地表水冲蚀和局部渗透引起吸力的破坏或孔隙水压力的上升, 斜坡

大规模整体破坏主要与滑坡和松散填土液化有关。

应力重分布和荷载转移可以导致关键部位破坏并诱发渐进全局破坏。与地表水冲蚀和渗入的局部影响相比, 降雨引起地下水位上升对斜坡的影响更广泛, 所以地下水位上升与伴随的地下水渗流导致斜坡中土体应力状态的变化, 对于评定斜坡在降雨过程中和降雨后的稳定性具有重要意义。

斜坡内地下水位上升对土体的作用有两方面:

收稿日期: 2006-05-25

基金项目: 2003 年度深圳市科技计划项目 (编号 200313), 教育部 2003 年留学回国人员科研启动基金。

作者简介: 明海燕, 男, 1966 年生, 博士, 副教授, 主要从事砂土液化、斜坡稳定、岩土工程数值分析等方面研究。E-mail: haiyan_ming@hotmail.com

浮力作用和渗流力作用。多相介质完全耦合有效应力分析方法能够处理上述两方面土水间相互作用的问题。本文采用二维完全耦合有效应力分析程序和与状态相关的剪胀性砂土模型分析松散斜坡、不设排水通道的压实填土斜坡和设置排水通道的压实填土斜坡在地下水位上升过程中的变形情况, 研究填土透水性能对压实填土斜坡稳定性的影响。本文介绍分析所用的数值计算程序、本构模型、模拟地下水位上升的方法、数值模型以及分析结果和结论。

2 分析程序与本构模型

弹塑性本构模型配合多相介质完全耦合有效应力分析程序是目前进行岩土工程分析的主流方法。但是, 由于受所采用本构模型模拟能力的限制, 使用这类方法并不总能得到令人满意的结果。完全耦合分析程序要求本构模型能够模拟材料在整个加载过程中所有重要的应力-应变-强度关系。

二维完全耦合有限元分析程序 SUMDES2D^[7] 结合与状态相关剪胀性砂土模型^[8]可以模拟土结构在动力或静力作用下的全过程响应, 不仅可以提供土结构的常规响应 (如位移、加速度和孔隙水压力等), 还可以提供局部土单元的应力路径和应力-应变曲线, 可以将土结构的整体响应追溯到局部土的行为特点。该程序是研究土结构变形与破坏机理的有效工具。作者曾用 SUMDES2D 分析美国圣费南多土坝在 1971 年圣费南多地震中的地震响应, 分析结果揭示出土坝因液化而流动变形和破坏的机理, 并提出改善土坝抗震性能的加固方法^[9, 10]。

2.1 二维完全耦合有限元分析程序 SUMDES2D

SUMDES2D 是二维完全耦合有限元分析程序。该程序的理论基础是线性动量守恒和质量守恒两个物理定律^[11-13], 以及分别描述土骨架、孔隙水和土水相互作用的 3 个本构关系。有关该程序的理论推导、验证和应用可参见 Ming (2001 年) 等文献^[7, 9, 10]。

2.2 与状态相关的剪胀性概念

完全耦合有效应力分析程序的分析能力在很大程度上受制于所使用本构模型的模拟能力。对于砂土, 模型应能在相当大的密度和应力状态范围内模拟材料在整个加载过程中的应力-应变-强度关系, 既可以模拟液化土也可以模拟非液化土; 对于液化土, 既能模拟液化前也能模拟液化后的行为。尤其重要的是正确模拟材料的剪胀性, 因为在加载过程中孔隙水压力的变化主要取决于剪切引起的塑性体积变形。

与状态相关的剪胀性砂土模型^[8]属于临界状态

投影限制面 (bounding surface)^[14]模型。该模型区别于其他模型的重要特点是采用与状态相关的剪胀性概念^[15], 即砂土的剪胀性不仅与剪应力比有关, 还与材料的内部状态有关。与状态相关的剪胀性的一般定义是:

$$D \equiv \frac{d\varepsilon_v^p}{\sqrt{\frac{2}{3} d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon_{ij}^p}} = D(\sigma'_{ij}, e, Q, C) \quad (1)$$

式中 $\varepsilon_v^p = \varepsilon_{kk}^p$ 是塑性体积应变; $e_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \varepsilon_{kk}^p \delta_{ij} / 3$ 是塑性偏应变; σ'_{ij} 是有效应力; e 是孔隙比; Q 表示除 e 外所有影响剪胀性 D 的内部状态变量; C 表示材料常数。剪胀性的具体定义是^[8]:

$$D = d_0 \left[e^{m\psi} \sqrt{\frac{\bar{\rho}}{\rho}} - \frac{R}{M(\theta)} \right] \quad (2)$$

式中 d_0 和 m 是模型参数; ψ 是状态参数^[16], 即在相同有效平均正应力条件下当前孔隙比和临界状态孔隙比的差 (见图 1); $\bar{\rho}$ 和 ρ 是投影界限面方法中的投影距离 (塑性加载时 $\rho = \bar{\rho}$); $R = \sqrt{3J_{2D}} / p'$ 是剪应力比不变量; $\theta = -\frac{1}{3} \left\{ \sin^{-1} \left[\left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \right) \left(\frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3/2}} \right) \right] \right\}$ 是 Lode 角; p' 是有效平均正应力; $J_{2D} = s_{ij}s_{ij} / 2$ 和 $J_{3D} = s_{ij}s_{jk}s_{ki} / 3$ 是偏应力张量 $s_{ij} = \sigma'_{ij} - \sigma'_{kk} \delta_{ij} / 3$ 的第 2 和第 3 不变量。

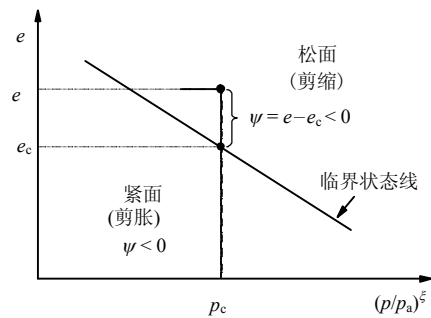


图 1 临界状态线和状态参数

Fig. 1 Critical state line and state parameter

图 2 是 Leighton Buzzard 砂不排水三轴压缩实验结果^[17]。初始围压 $p' = 1\,000$ kPa。通过分析不同密度土样的应力路径可以理解式(2)所示剪胀性 D 的演变。对于松砂 ($e = 0.970$, $\psi > 0$), D 在临界状态之前 (从 I 到 C) 总为正, 这是典型的松砂剪缩行为。在临界状态 (C 点), $\psi = 0$, $\rho = \bar{\rho}$, $R = M(\theta)$, $D = 0$ 。对于其他两个紧砂, 存在另一种零剪胀性状态 (P_1 和 P_2), $\psi \neq 0$, $R \neq M(\theta)$,

但是 $\rho = \bar{\rho}$, $e^{mv} = R/M(\theta)$ 。对于 $e = 0.848$ 和 $e = 0.883$, $\psi < 0$; 令 $D = 0$, 则 $R_{pt} = R_{(D=0, \psi \neq 0)} < M(\theta)$ 。根据定义 R_{pt} 为相变^[18]应力比。它不是常数, 而是状态参数 ψ 的函数 ($R_1 = 1.027$, $R_2 = 1.156$)。在到达相变应力比之前 ($R < R_{pt}$), $D > 0$, 材料剪切收缩。在通过相变应力比后 ($R > R_{pt}$), $D < 0$, 材料从剪缩切换到剪胀。

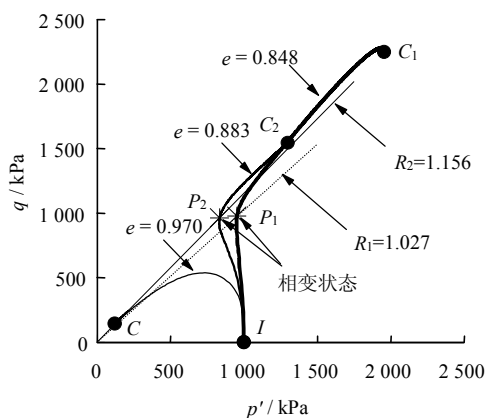


图2 剪胀性和相变应力比随材料状态的演化
Fig. 2 Variation of dilatancy and phase transformation with material state (test data from Cai 2001)^[17]

因为采用上述剪胀性方程, 模型能够在相当大的密度和应力状态范围内同时模拟剪缩和剪胀。该模型的主要特点是: 仅用一套与土密度和应力状态无关的参数模拟砂土的应力-应变-强度关系; 能模拟松砂和紧砂从一开始近似线性弹性、直到终极临界状态破坏的全过程行为; 既能模拟硬化也能模拟软化, 既能模拟排水条件也能模拟不排水条件; 能以统一的方式模拟砂土在单调加载和反复加载条件下包括流动液化、反复液化和临界状态破坏在内的各种响应。

3 斜坡的数值模型

3.1 有限元网格和边界条件

本文中斜坡的完全耦合分析分两个阶段: (1) 通过逐渐增加重力加速度 (从 0 到 9.81 m/s^2) 建立初始应力场; (2) 通过逐渐增加初始和终止地下水位线之间土单元中孔隙水的密度 (从 0 到 1.0 g/cm^3) 模拟地下水位上升。这种方法并不能充分描述地下水位因降雨而上升的真实过程, 不考虑降雨的其他效应 (如地表水冲蚀和渗入)。但是完全耦合有效应力分析方法能够处理土水之间包括浮力和渗透力在内的相互作用。

本文分析一个高 30 m、坡度 1.55:1.0 的典型斜坡。斜坡的有限元网格见图 3。图 3(a) 所示的网格用于建立初始应力场, 其底边界固定, 两个侧边界水平方向固定, 垂直方向自由。所有土单元干燥, 孔隙流体的压缩性和土的渗透系数取任意大数值。边界的排水条件无意义。

为缩短计算时间, 在进行第 2 阶段分析时, 采用如图 3(b) 所示的模型。图 3(b) 由图 3(a) 裁剪而成, 节点数和半带宽度显著减小, 计算速度明显提高。图 3(b) 中有限元网格由 12 层单元构成, 各层厚度均为 1 m, 底边界固定, 两个侧边界水平方向固定, 垂直方向自由。初始地下水位位于底边界, 初始状态所有单元均干燥。目标地下水位在地面以下 1 m 处。计算时初始和目标地下水位之间所有土单元中孔隙水的密度从 0 逐渐增加到 1.0 g/cm^3 , 从而模拟地下水位上升。根据孔隙水密度的增加指定两个侧边界上各节点的孔隙水压力。两个侧边界以及地表面为排水边界。

3.2 土的性质, 模型参数和模型响应

香港地区斜坡工程中常见的回填材料是全风化花岗岩。本文采用与状态相关的剪胀性模型模拟全

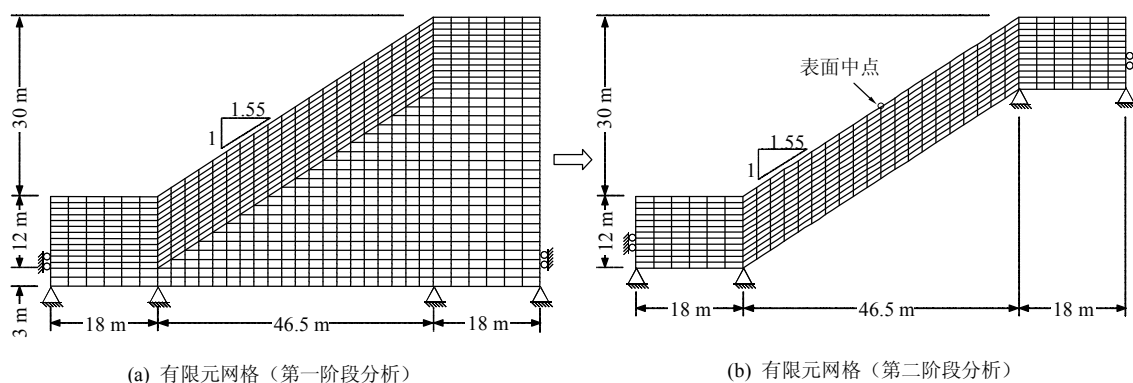


图3 斜坡的有限元网格
Fig. 3 Finite element meshes of slope

风化花岗岩的力学性质。根据过去运用该模型的经验,临界状态参数对模型的影响很敏感,但其他参数的影响很微弱。因为关于全风化花岗岩的试验数据相对有限,本文根据 1976 年秀茂坪斜坡破坏^[6]的数据仅率定模型的临界状态参数,其他参数的数值,则引用为 Toyoura 砂率定的参数^[8]。模型参数见表 1。

表 1 模型参数

Table 1 Model constants used in the analyses

弹性参数	临界状态参数	硬化参数	剪胀性参数
$G_0 = 125$	$M = 1.50$	$h_1 = 3.15$	$d_1 = 0.41$
$\nu = 0.25$	$c = 0.7$	$h_2 = 3.05$	$m = 3.5$
	$e_r = 1.96$	$h_3 = 2.2$	$d_p = 1.0$
	$\lambda_c = 1.29$	$n = 1.1$	$h_p = 3.5$
	$\xi = 0.1$		

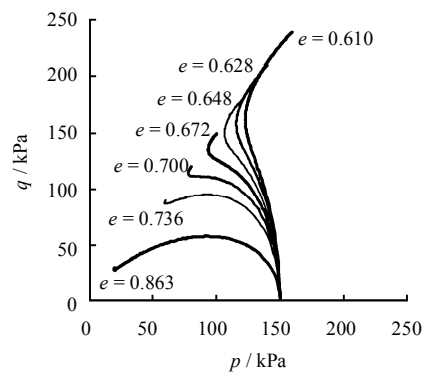
假设斜坡表面 5 m 为松散填土,残余强度约 15 kPa。根据率定的临界状态线反算,土的孔隙比 $e = 0.863$ 。松散填土的透水性较好,假设渗透系数为 5×10^{-5} m/s。松散填土以下土体的密度和残余强度随深度的增加而增加,渗透系数随深度的增加而降低。斜坡中各层土的性质见表 2。

表 2 土的性质

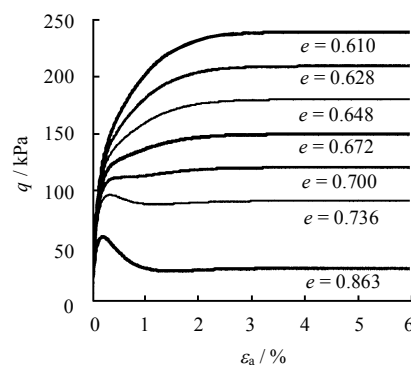
Table 2 Soil properties used in the analyses

	孔隙比 e	渗透系数/ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$		残余强度 $S_u = q_c/2$ /kPa
		k_h	k_v	
松散填土(第 1~3 层)	0.863	5×10^{-5}	5×10^{-5}	15
压实填土(第 1~3 层)	0.610	1×10^{-7}	1×10^{-7}	120
压实填土中排水通道	0.610	5×10^{-4}	5×10^{-4}	120
第 4~5 层	0.863	5×10^{-5}	5×10^{-5}	15
第 6 层	0.736	1×10^{-6}	1×10^{-6}	45
第 7 层	0.700	8×10^{-7}	8×10^{-7}	60
第 8 层	0.672	6×10^{-7}	6×10^{-7}	75
第 9 层	0.648	4×10^{-7}	4×10^{-7}	90
第 10 层	0.628	2×10^{-7}	2×10^{-7}	105
11~12 层	0.610	1×10^{-7}	1×10^{-7}	120

图 4 所示的是率定模型的三轴压缩响应,模拟从 $e = 0.863$ 到 0.610 的 7 种密度,初始围压 150 kPa。 $e = 0.863$ 代表松散填土,模型表现出松砂剪切收缩的特点,即偏应力在通过峰值强度后急剧下降到较低的残余强度值,同时发生很大流动液化变形。随着密度增加,模型在初始剪切收缩后,剪切膨胀的性质逐渐增强。对于 $e = 0.610$,偏应力随应变的增加稳步增长,最终到达相当高的数值。所有密度的土均用同一组参数模拟,因为密度不同,模型的响应各异。



(a) 应力路径



(b) 应力-应变关系

图 4 模型的三轴压缩响应

Fig. 4 Model response to undrained triaxial compression

3.3 初始应力场

通过静力分析逐步增加重力加速度得到斜坡的初始应力场。图 5 是计算所得斜坡内有效平均正应力 p' 和平面内剪应力的等值线图。

4 降雨引发斜坡的变形与破坏

通过静力分析逐步增加所涉及单元中孔隙水的密度,从而模拟降雨引起斜坡内地下水位上升的效果。在增加孔隙水密度的过程中,假设孔隙水的压缩性和土的渗透系数不变。分析用 250 000 步模拟地下水位上升,步长 0.1 s,即在原型中地下水位在 7 h 内上升 11 m。本文通过改变土单元中孔隙水密度的方法模拟地下水位上升,忽略降雨对斜坡的其他作用,如表面冲蚀、渗入和土浸湿的过程等。

4.1 松散填土斜坡

地下水位上升后松散填土斜坡的变形如图 6(a)。计算得出的位移很大,表明降雨导致地下水位大幅度上升会引发松散填土斜坡破坏。从斜坡表面中点的位移时程曲线(图 7)可以看出,在 $t = 4$ h,即地下水位上升 50% 时,滑坡开始发生。地下水位上升到指定高度后,斜坡内孔隙水压力的分布如图 8(a)。斜坡表层松散填土的渗透系数较大,因为地

表面为排水边界条件, 所以地下水可经地表和两个侧边界流入或流出。计算得出的浸润线与事先设定的目标地下水位(地下 1 m)基本符合。在地下水位上升过程中, 由于浮力作用, 竖向有效正应力 σ'_{33} 减小, 相应地水平方向有效正应力 σ'_{11} 和 σ'_{22} 也减小, 结果有效平均正应力 p' 减小。同时由于渗流力

的作用, 土体所受的剪应力增加。当剪应力超过土的抗剪强度, 流动变形不可避免。分析结果表明, 因为地下水位上升, 松散填土斜坡会发生滑坡破坏。原因是松散填土的残余强度很低, 无法承受地下水运动所引起的剪应力的增加。

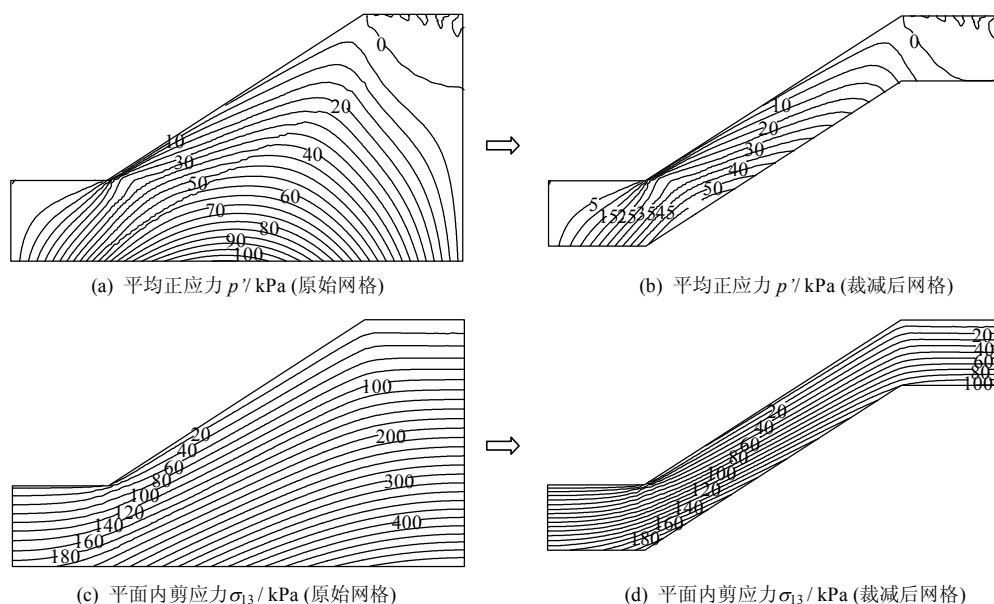


图 5 斜坡的初始应力场
Fig. 5 Initial stress fields of the slope

4.2 不设排水装置的压实填土斜坡

1977 年前, 香港地区修筑回填斜坡的方法是未经压实处理的卸土堆坡。地下水位上升诱发松散填土液化和流动滑坡的可能性很高。上一节关于松散填土斜坡的分析结果从数值模拟的角度证实这一观点。目前, 香港地区改善和加强松散斜坡的主要方法是开挖表面 3 m 松土, 然后回填并压实到足够标准, 并在斜坡脚部设置适当排水装置。

为研究压实填土斜坡的性能, 本文首先分析不设排水装置的压实填土斜坡。分析中将图 3(b)中有限元网格的表面 3 层的土单元换成压实填土。压实填土的性质见表 2。与松散填土相比, 压实填土密度高, 残余强度大, 透水性差。压实填土斜坡中不设排水装置。本文仍然采用与状态相关的剪胀性砂土模型模拟压实填土。所有其他条件与分析松散斜坡的条件完全相同。

图 6(b)是计算所得不设排水装置的压实填土斜坡的变形。可以看出, 不设排水装置的压实填土斜坡因地下水位上升而产生的变形非常大, 但是变形模式与松散填土斜坡的变形模式不同。图 6(b)中, 斜坡脚底的位移较大, 坡顶的位移很小。图 6(a)中,

斜坡上部特别是坡顶的位移最大。从图 7 所示斜坡表面中心处的位移时程曲线可以看出, 滑坡同样在地下水位上升 50 % 时开始发生, 这与松散斜坡的情况类似。

在不设排水装置的压实填土斜坡中, 压实填土的透水性较差, 同时缺乏适当排水装置。地下水从上游向下游运动, 汇聚在坡脚成为承压水。从图 8(b)可以看出计算所得浸润线在坡顶部位置明显低于目标地下水位, 在斜坡顶部形成负孔隙水压力(吸力)区。对比图 8(b)和图 8(a)可以看出, 二者的区别不仅在于地下水位的位置, 还在于孔隙水压力的大小。在斜坡底部孔隙水压力显著大于松散填土斜坡相同部位的孔隙水压力。

虽然表面 3 m 压实填土的密度和强度比松散填土的数值高很多, 但是在压实填土下存在 2 m 厚的松散填土。因为缺乏排水装置, 地下水位上升在斜坡底部形成很高孔隙水压力, 从而导致斜坡整体流动破坏。分析表明, 斜坡顶部吸力区的变形很小。但是由于地面开裂和地表水侵入, 在现实中斜坡顶部的吸力区可能无法形成, 所以斜坡顶部的实际位移可能比计算结果大。

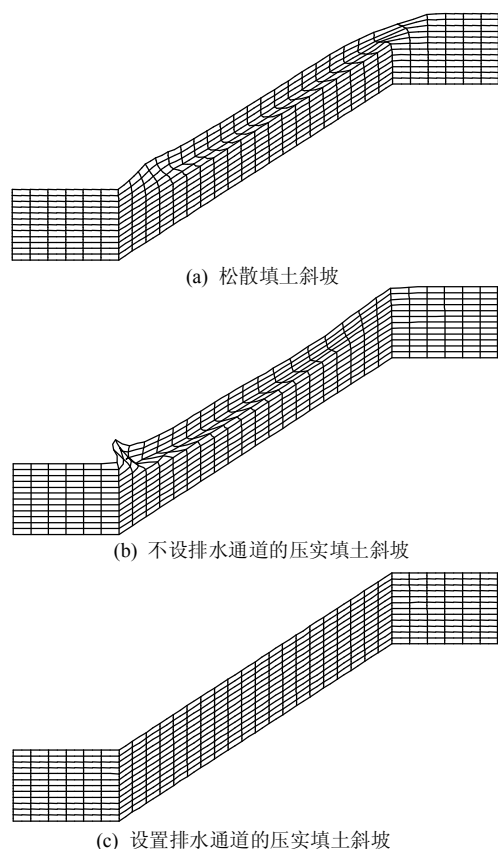


图 6 变形后的斜坡有限元网格
Fig. 6 Deformed mesh of the slope

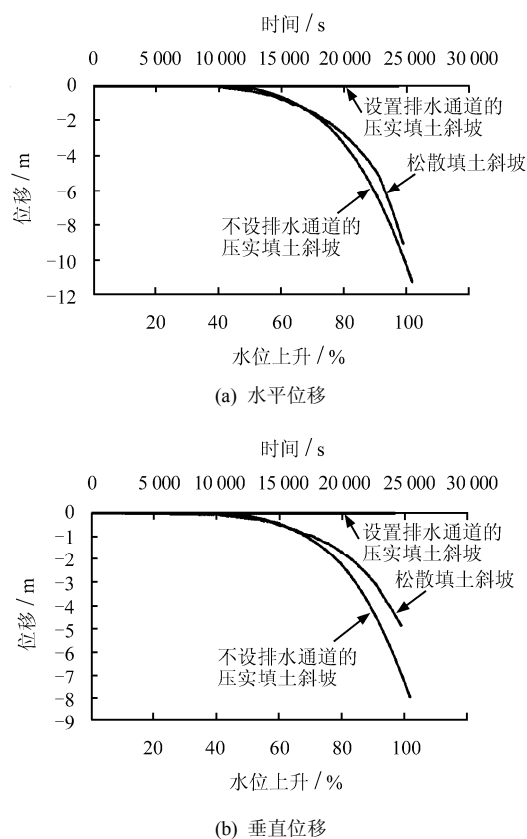


图 7 斜坡表面中点初位移时程曲线
Fig. 7 Time histories of displacement at the center of the slope surface

4.3 设置排水装置的压实填土斜坡

在工程实际中，在压实填土斜坡中必须设置适当排水装置。如果在模型中加入排通道，计算的斜坡变形会显著降低。这将从反面证明排水装置在斜坡稳定性中的重要作用。

为研究排水装置对斜坡稳定性的重要作用，本文还分析设置排水装置的压实填土斜坡在地下水位上升过程中的变形情况。在分析时，在斜坡脚部和中部分别设置了两个排水通道，如图 8(c)所示。排水通道所在的土单元的孔隙比 $e=0.610$ ，与压实填土相同；但是渗透系数 $k=5\times 10^{-4}$ m/s 较大，透水性远远优于压实填土。本文仍用与状态相关的剪胀性砂土模型模拟排水通道中的土，所有其他条件与分析不设排水装置的压实填土斜坡的条件完全相同。

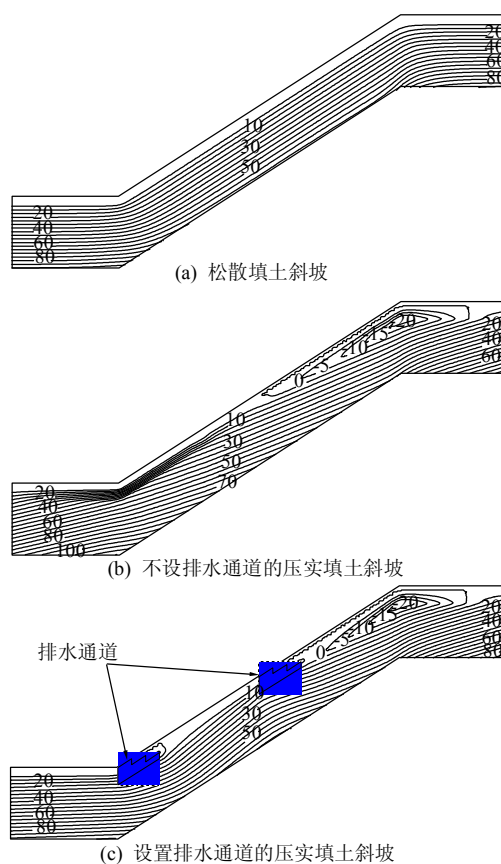


图 8 地下水位上升后斜坡内孔隙水压力分布
Fig. 8 Profile of pore water pressure after rise of groundwater level

地下水位上升后设置排水装置的压实填土斜坡的变形如图 6(c)。可以看出，在压实填土中设置排水通道能够有效减小斜坡变形。与松散填土斜坡和不设排水装置的压实填土斜坡相比，计算所得位移值非常有限。从图 7 所示斜坡表面中点的位移时

程曲线可以看出。斜坡内最大位移的数值远低于松散斜坡和不设排水装置的压实填土斜坡的最大位移。

地下水位上升后, 设置排水装置的压实填土斜坡内孔隙水压力的分布如图 8(c)。与图 8(b)比较可知, 排水通道能够有效降地积聚在斜坡脚部的孔隙水压力。因此, 斜坡的变形显著降低。分析结果表明, 在设置排水通道后, 压实填土斜坡在地下水位上升过程中不会发生明显位移, 斜坡稳定。

4 结 论

数值分析结果表明, 降雨导致地下水位上升会诱发松散填土斜坡滑坡破坏。松散斜坡流动破坏的原因是浮力作用引起有效平均正应力降低和渗透作用引起剪应力增加。松散填土斜坡中未经压实的自重堆积松土的强度很低。渗透作用使斜坡内剪应力增加, 当超过土的抗剪强度时, 极易发生流动滑坡。对于压实填土斜坡, 虽然压实填土的密度高、强度大, 但是必须设置排水装置, 否则也可能发生滑坡破坏。斜坡表面保护层能够阻止地表水冲蚀和渗入, 坡脚排水通道能够迅速排泄斜坡内积聚的地下水。分析结果表明, 在斜坡工程中排水装置的作用极其重要。

参 考 文 献

- [1] Lam T W K. Hong Kong rainfall and landslides in 1998 [M]. GEO Report No. 105, Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, 2002.
- [2] Ho K K S, Chan H W, Lam T M. Review of 1999 landslides[R]. (GEO Report No. 127)Hong Kong: Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, 2002.
- [3] Ho K K S, Sun H W, Chan H W, et al. Review of landslides in 2000[R]. (GEO Report No. 147)Hong Kong: Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, 2004.
- [4] Lam T M, Sun H W, Ho K K S. Review of landslides in 2001[R]. (GEO Report No. 155)Hong Kong: Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong, 2004.
- [5] Hui T H H, Lam T T M, Sun H W. Review of landslides in 2002[R]. (GEO Report No. 172)Hong Kong: Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong, 2005.
- [6] Sun H W. Review of fill slope failure in Hong Kong[R]. (GEO Report No. 96)Hong Kong: Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, 1999.
- [7] Ming H Y. Fully coupled earthquake response analysis of earth dams using a critical state sand model [PhD D], Hong Kong, Hong Kong University of Science and Technology, 2001.
- [8] Li X S. A sand model with state-dependent dilatancy[J]. *Géotechnique*, 2002, 52(3): 173—186.
- [9] Ming H Y, Li X S. Fully coupled analysis of failure and remediation of lower San Fernando dam[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, 129(4): 336—349.
- [10] Li X S, Ming H Y. Seepage driving effect on deformations of San Fernando dams[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004, 24(12): 979—992.
- [11] Biot M A. General theory of three dimensional consolidation[J]. *Journal of Applied Physics*, 1941, 12: 155—164.
- [12] Biot M A. Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid[J]. *Journal of Applied Physics*, 1955, 26(2): 182—185.
- [13] Zienkiewicz O C, Shiomi T. Dynamic behavior of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1984, 8: 71—96.
- [14] Dafalias Y F. Bounding surface plasticity, I: Mathematical foundation and hypoplasticity[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1986, 112(12): 1 263—1 291.
- [15] Li X S, Dafalias Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. *Géotechnique*, 2000, 50(4): 449—460.
- [16] Been K, Jefferies M G. A state parameter for sands[J]. *Géotechnique*, 1985, 35(2): 99—112.
- [17] Cai Z Y. A comprehensive study of state-dependent dilatancy and its application in shear band formation analysis [PhD D], Hong Kong: Hong Kong University of Science and Technology, 2001.
- [18] Ishihara K, Tatsuoka F, Yasuda S. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses[J]. *Soils and Foundations*, 1975, 15(1): 29—44.