

DOI: 10.16285/j.rsm.2022.2002

强降雨影响下盾构隧道开挖面稳定性的三维对数螺旋模型上限解

张治国^{1,2,3,4,5}, 罗 杰¹, 朱正国², PAN Y T³, 孙苗苗^{4,5}

(1. 上海理工大学 环境与建筑学院, 上海 200093; 2. 石家庄铁道大学 省部共建交通工程结构力学行为与系统安全国家重点实验室, 河北 石家庄 050043; 3. 新加坡国立大学 土木与环境工程系, 新加坡 119077; 4. 浙大城市学院 土木工程系, 浙江 杭州 310015; 5. 城市基础设施智能化浙江省工程研究中心, 浙江 杭州 310015)

摘 要: 目前针对盾构隧道开挖面稳定性的既有成果, 还较少考虑降雨环境和地下水位的影响, 尤其是强降雨入渗带来的土工影响。首先, 基于分层假定 Green-Ampt 模型来模拟强降雨入渗过程; 其次, 在土体抗剪强度理论和有效应力理论的基础上, 将修正后的 Mohr-Coulomb 准则和 Darcy 定律结合, 推导出与降雨强度和降雨历时相关的分段形式表观黏聚力表达式; 然后, 基于极限分析上限理论构建三维对数螺旋破坏机制, 将表观黏聚力做功引入上限定理的虚功率方程, 通过优化计算, 得到考虑强降雨入渗和地下水位条件下盾构隧道开挖面支护力的上限解。最后, 将上限解析解与三维数值模拟结果及既有试验结果进行对比, 得到了较好的一致性。此外, 针对降雨强度和地下水位深度等关键参数进行了影响因素分析。结果表明: 当降雨强度较小时 ($F/k_s \leq 1$, F 为平均降雨强度, k_s 为饱和渗透系数), 隧道开挖面极限支护力随降雨强度的增大而加速增大, 随降雨历时的变化不明显, 当降雨强度较大时 ($F/k_s > 1$), 极限支护力随降雨强度的增大而缓慢增大, 随降雨历时的增加而显著增大; 当地下水位深度较小时 ($Z_w/D \leq 3$, Z_w 为地下水位深度, D 为开挖直径), 极限支护力随地下水位深度的增加线性减小, 当地下水位深度较大时 ($Z_w/D > 3$), 其变化速率逐渐减小, 最后趋于平稳。

关 键 词: 强降雨; 盾构隧道开挖面; Green-Ampt 模型; 三维对数螺旋; 上限定理

中图分类号: U45, TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2023) 12-3587-16

Upper limit solution for 3D logarithmic spiral model of stability on shield tunnel face under influence of heavy rainfall

ZHANG Zhi-guo^{1,2,3,4,5}, LUO Jie¹, ZHU Zheng-guo², PAN Y T³, SUN Miao-miao^{4,5}

(1. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China; 2. State Key Laboratory of Mechanical Behavior and System Safety of Traffic Engineering Structures, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 3. Department of Civil and Environmental Engineering, National University of Singapore, Singapore 119077; 4. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Hangzhou, Zhejiang 310015, China; 5. Zhejiang Engineering Research Center of Intelligent Urban Infrastructure, Hangzhou, Zhejiang 310015, China)

Abstract: The existing theoretical studies on the stability of shield tunnel excavation face have not taken into account the effects of rainfall environment and groundwater level, especially the geotechnical effects induced by heavy rainfall infiltration. Firstly, a layered hypothetical Green-Ampt model is used to simulate the heavy rainfall infiltration process. Secondly, on the basis of the shear strength theory and the soil effective stress theory, the modified Mohr-Coulomb criterion and the Darcy's law are combined to derive the apparent cohesion expression in segmental form related to rainfall intensity and duration, and then, based on the upper bound theory of limit analysis, a three-dimensional (3D) logarithmic spiral failure mechanism is constructed, and the work done by apparent cohesion is introduced into the virtual power equation of upper bound theorem, the upper limit solution of the support force of shield tunnel excavation face is obtained under the conditions of heavy rainfall infiltration and groundwater level through optimization calculation. Finally, the theoretical upper bound solution is compared with the 3D numerical results and existing experimental results, and a good agreement is obtained. In addition, the key parameters such as rainfall intensity and water table depth are analyzed. The

收稿日期: 2022-12-28

录用日期: 2023-04-21

基金项目: 国家自然科学基金 (No.42177145); 省部共建交通工程结构力学行为与系统安全国家重点实验室开放课题 (No.KF2022-07); 城市基础设施智能化浙江省工程研究中心开放课题 (No.IUI2022-YB-01)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China(42177145), the Opening Fund of State Key Laboratory of Mechanical Behavior and System Safety of Traffic Engineering Structures(KF2022-07) and the Opening Fund of Zhejiang Engineering Research Center of Intelligent Urban Infrastructure(IUI2022-YB-01).

第一作者简介: 张治国, 男, 1978 年生, 博士, 博士后, 教授, 博士生导师, 主要从事地下工程等方面的研究工作。E-mail: zgzhang@usst.edu.cn

results show that when the rainfall intensity is small ($F/k_s \leq 1$, where F is the mean rainfall intensity, and k_s is the saturated infiltration coefficient), the ultimate supporting force of tunnel excavation face accelerates with the increase of rainfall intensity, but has no obvious change with rainfall duration; the ultimate supporting force increases slowly with the increase of rainfall intensity, but significantly with the increase of rainfall duration when the rainfall intensity is large ($F/k_s > 1$); the ultimate supporting force of tunnel excavation face decreases linearly when the normalized groundwater table depth is small ($Z_w/D \leq 3$, where Z_w is the depth of groundwater level, and D is the excavation diameter); and the rate of change gradually decreases and finally becomes stable when the normalized groundwater table depth is large ($Z_w/D > 3$).

Keywords: heavy rainfall; shield tunnel excavation surface; Green-Ampt model; 3D logarithmic spiral; upper bound theorem

1 引言

我国是一个自然灾害频发的国家, 降雨灾害气候下的盾构隧道掘进过程往往受降雨入渗的影响。降雨入渗会使得隧道施工扰动岩土体含水率增大, 重度增加, 进而会使土体抗剪强度降低, 给盾构开挖面支护力预估设置带来困难, 甚至导致施工路线地表土体出现坍塌或隆起现象, 引起施工安全事故。为了保证多雨地区盾构隧道掘进施工能够安全有效地进行, 有必要针对强降雨影响下的盾构隧道开挖面稳定性问题进行深入研究。

关于降雨入渗理论, Green 和 Ampt^[1]基于毛细管理论提出了传统的 Green-Ampt 入渗模型 (GA 模型), 该模型参数少且物理意义明确, 对研究降雨入渗提供了重要的理论模型基础。Mein 等^[2]将传统 GA 模型应用到降雨入渗中, 提出可以考虑降雨强度的 Mein-Larson 入渗模型。但由于传统 GA 模型将湿润锋以上土体全部假定为饱和区, 忽略了过渡区的影响, 导致计算结果与实际偏差较大。Bodman 等^[3]通过垂直一维入渗试验提出了土体分层假定, 认为在入渗过程中根据不同含水率将入渗区土体分为饱和层、过渡层和初始层。在此基础上, 彭振阳^[4]和张杰^[5]等基于土体分层假定考虑了不同入渗条件下各层土体含水率和渗透系数变化规律, 并对 GA 模型进行改进, 但都无法考虑降雨强度的影响。Yao 等^[6]基于土体分层假定并考虑了降雨强度的影响, 提出了 SGA 模型, 并将其引入边坡安全系数分析中。苏永华等^[7]在 Yao 的基础上提出了 LSGA 模型, 采用了过渡层占湿润层的比例与湿润层呈线性关系。上述学者针对降雨入渗理论及其在边坡稳定性影响方面做了积极探索, 但就考虑降雨入渗影响下盾构隧道开挖面稳定性方面还鲜有研究。

针对盾构隧道开挖面稳定性问题, 国内外学者采用各种方法进行了诸多研究, 包括模型试验^[8-10]、数值模拟^[11-13]、理论解析^[14-28]等方法。其中, Davis 等^[14]最早采用极限分析理论对隧道开挖面的稳定性进行分析, 并得到了无黏性土体中隧道开挖面在

不同情况下的极限支护压力。Mollon 等^[15-16]构建了多块体旋转破坏机制, 通过极限分析得出隧道开挖面压力计算方法, 并对传统的 Mohr-Coulomb 准则进行修正。梁桥等^[17]采用多块体上限法并结合对数螺旋破坏模式, 推导了非均质黏土地层开挖面极限支护力公式。上述研究均未考虑渗流对隧道开挖面稳定性的影响。王浩然等^[18]基于弹塑性有限元法所得的渗流作用影响下开挖面的破坏模式, 对现有的不考虑渗流作用的破坏模式进行了改进。Perazzelli 等^[19]以极限平衡法为基础, 采用“切片法”建立棱柱-楔形体之间的平衡, 推导了渗流条件下开挖面有效支护力解。冯利坡等^[20]采用水土压力统一计算理论, 对考虑水压影响的均质土深埋隧道开挖面稳定性计算方法进行研究, 并建立三维对数螺旋破坏模型, 推导了其极限支护压力计算公式。黄阜等^[21]基于极限分析上限定理和空间离散技术, 构建了适用于在饱和土体中掘进的盾构隧道开挖面上限破坏机制, 得到了考虑孔隙水压力作用的盾构隧道开挖面支护力上限解。Li 等^[22]基于三维对数螺旋破坏机制, 结合运动极限分析法和强度折减技术提出了一个计算稳定非饱和渗流条件下隧道开挖面安全系数的解析框架。米博等^[23]基于极限平衡理论, 研究了地下水渗流对浅埋盾构隧道开挖面支护力和底层失稳模型的影响。崔蓬勃等^[24]以非饱和砂土盾构隧道极限支护力为研究对象, 得到基于不同饱和度砂土在不同土拱效应发挥条件下的极限支护压力计算公式。Hou 等^[25]在极限分析的运动学方法框架下建立三维对数螺旋破坏机制, 研究了非饱和条件下不同土体类型对隧道开挖面稳定性的影响。袁师等^[26]基于经典极限分析和随机场理论, 结合有限元空间离散和二次锥规划, 建立了考虑孔隙水压力影响的随机数值极限分析方法。钟军豪等^[27]在极限分析上限理论框架下, 构建了开挖面三维曲线圆锥主动破坏机构, 引入经验水头分布公式对高水压条件下盾构隧道开挖面渗流稳定性展开深入研究。Zhang 等^[28]基于双对数螺旋破坏机制的位移场, 推导了渗流作用下大直径盾构开挖面极限支护力的理论解。上述

研究对盾构隧道开挖面的稳定性分析通常假定为常水位条件且渗流过程为稳定状态, 未考虑由降雨引起的水位变化及不同入渗速率的影响, 尤其对强降雨条件下盾构隧道开挖面的稳定性的影响还鲜有研究, 还不清楚降雨入渗机制给盾构隧道开挖面极限支护力带来的影响。

本文尝试将降雨入渗力学解析机制引入盾构隧道施工领域, 并考虑地下水位条件, 对强降雨影响下盾构隧道开挖面支护力进行解析分析。首先, 基于改进后 Green-Ampt 模型来模拟降雨入渗过程; 其次, 结合土体抗剪强度和有效应力理论, 对 Mohr-Coulomb 准则进行修正, 并引入 Darcy 定律, 推导出与降雨强度和降雨历时相关的分段形式表观黏聚力表达式; 再次, 基于三维对数螺旋破坏机制, 将表观黏聚力做的功率引入上限定理的虚功率方程, 并进行优化计算, 得到考虑强降雨入渗和地下水位条件下盾构隧道开挖面支护力的上限解; 最后, 建立三维有限元数值模型, 将上限解与数值结果及既有试验结果进行对比, 验证本文上限解的适用性。此外, 着重分析了降雨强度和地下水位深度等关键参数对盾构隧道开挖面极限支护力的影响规律。

2 强降雨入渗模型及表观黏聚力

2.1 土体分层假定

彭振阳等^[4]在 Bodman 和 Colman^[3]提出的土体分层假定基础上, 结合入渗试验结果和 Richards 方程, 将降雨入渗过程中均质入渗土体分为饱和层、过渡层和初始层, 湿润锋以上土体为湿润层 (包括饱和层和过渡层), 如图 1 所示。不同深度各土层含水率如下:

$$\theta(z) = \begin{cases} \theta_r, & (0 \leq z < h_r) \\ \theta_w = \theta_r - (\theta_r - \theta_s)e^{1-\alpha\psi}, & (h_r \leq z < h_d) \\ \theta_s, & (z \geq h_d) \end{cases} \quad (1)$$

式中:

$$\psi = Z_w - z \quad (2)$$

$$h_d = h_r + h_w, h_r = (1 - \zeta)h_d \quad (3)$$

式中: z 为土层深度; $\theta(z)$ 为 z 处土体含水率; θ_r 、 θ_w 和 θ_s 分别为饱和层、过渡层和初始层含水率; α 为土-水特征曲线的相关拟合参数; ψ 为土体基质吸水水头; Z_w 为地下水位深度; h_r 、 h_w 和 h_d 分别为饱和层厚度、过渡层厚度和湿润层厚度 (即湿润锋深度); ζ 为过渡层厚度占湿润层厚度的比例。

随着降雨历时持续增加, 湿润锋逐渐向下推进,

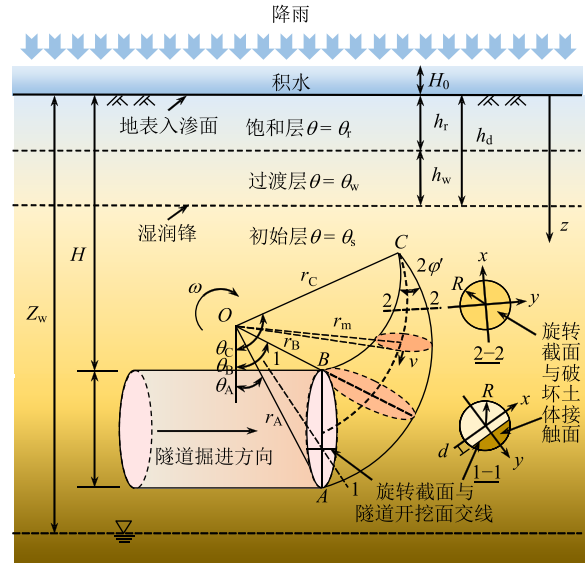


图 1 降雨入渗条件下三维对数螺旋破坏机制

Fig.1 Failure mechanism of 3D logarithmic spiral under rainfall infiltration

各土层厚度也随之改变。彭振阳等^[4]通过入渗试验发现, 随着入渗过程的进行, 过渡层厚度占湿润层厚度比例 ζ 逐渐减少, 其所占比例与湿润层厚度呈现出良好的线性关系, 可表示为

$$\zeta = mh_d + n \quad (4)$$

式中: m 、 n 为系数, $m < 0$, $0 < n < 1$ 。

由式 (4) 可得, 存在某一时刻 $t = t_d$ 使得 $\zeta = 0$, 此时湿润层土体全部达到饱和状态, 过渡层消失, 即 $h_d = h_s$, $h_w = 0$ 。当 $\zeta > 0$ 时, 将式 (4) 代入式 (3) 可得

$$h_d = \frac{(1-n) - \sqrt{(n-1)^2 - 4mh_r}}{2m} \quad (5)$$

2.2 改进 Green-Ampt 强降雨入渗模型

基于上述土体分层假定提出的入渗过程中土体含水率分布规律, 考虑强降雨条件, 对传统 Green-Ampt 模型进行改进, 进一步扩大模型的工程适用性。

土体中降雨累计总入渗量全部来自于湿润层中饱和层和过渡层 2 个部分, 故对各层入渗量分别进行计算, 最后将其叠加得到降雨累计总入渗量:

$$Q = \int_0^{h_d} [\theta(z) - \theta_s] dz = Q_r + Q_w \quad (6)$$

式中: Q 为降雨累计总入渗量; Q_r 为饱和层降雨累计总入渗量; Q_w 为过渡层降雨累计总入渗量。

饱和层中降雨累计入渗量 Q_r 为

$$Q_r = (\theta_r - \theta_s) h_r \quad (7)$$

由于过渡层变化规律较为复杂, 本文通过椭圆形曲线来拟合过渡层中含水率的分布规律, 拟合椭圆过渡层的水平半轴长度为 $\theta_r - \theta_s$, 垂直半轴长度为 h_w , 其拟合结果与 Richards 方程计算结果具有较好的吻合度。故过渡层中的降雨累计入渗量 Q_w 为 1/4 椭圆面积, 即

$$Q_w = \frac{\pi}{4} (\theta_r - \theta_s) h_w \quad (8)$$

根据叠加原理, 联立式 (5) ~ (8), 降雨累计总入渗量为

$$Q = Q_r + Q_w = (\theta_r - \theta_s) h_r + \frac{\pi}{4} (\theta_r - \theta_s) h_w = I h_r + P \sqrt{(1-n)^2 - 4m h_r} + T \quad (9)$$

式中: $I = (\theta_r - \theta_s)(4 - \pi)/4$; $P = -\pi(\theta_r - \theta_s)/8m$; $T = \pi(\theta_r - \theta_s)(1 - n)/8m$ 。

Mein^[2]和 Yao^[6]等根据 Green-Ampt 模型分析了降雨入渗过程: 当降雨强度 F 大于土体饱和渗透系数 k_s 时, 如图 2 所示, 以地表积水临界时刻 t_q 与湿润层完全饱和时刻 t_d 为分界, 将强降雨模式下降雨过程分为 3 个阶段。第 1 阶段中 ($t < t_q$), 降雨初期, 土体入渗能力大于降雨强度, 降雨全部渗入土体, 入渗率由降雨强度控制; 第 2 阶段中 ($t_q \leq t < t_d$), 随着降雨历时增加, 土体入渗能力逐渐降低, 直到小于降雨强度时, 地表将会产生积水, 入渗率由土体入渗能力控制; 第 3 阶段中 ($t \geq t_d$), 湿润层土体全部达到饱和状态, 过渡层消失, 入渗率仍由土体入渗能力控制。特别地, 在极端情况下降雨持续进行, 湿润层继续向下发展。当湿润锋与地下水位线重合时, 初始层消失, 土体全部达到饱和。

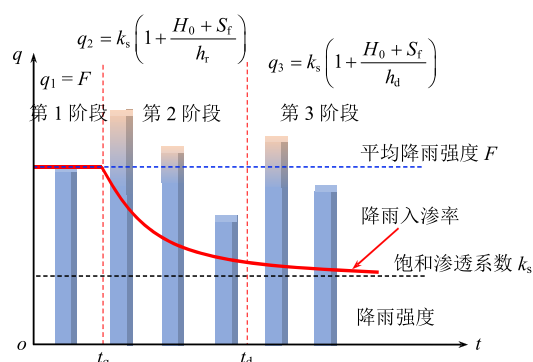


图 2 强降雨入渗过程示意图

Fig.2 Schematic of heavy rainfall infiltration process

因此, 各阶段对应的降雨入渗率 q 为

$$q = \begin{cases} F, (t < t_q) \\ \frac{k_s (h_r + H_0 + S_f)}{h_r}, (t_q \leq t < t_d) \\ \frac{k_s (h_d + H_0 + S_f)}{h_d}, (t \geq t_d) \end{cases} \quad (10)$$

式中: k_s 为饱和渗透系数; 考虑到强降雨会导致地表积水, 故设 H_0 为地表积水深度, 在降雨产生积水前 $H_0 = 0$; 在第 3 阶段中, $h_d = h_r$, $h_w = 0$; S_f 为湿润锋处的平均基质吸力, 由下式计算:

$$S_f = \int_0^{(Z_w - h_d)} \frac{\left\{ 1 - (\alpha_s \psi)^{n_s - 1} \left[1 + (\alpha_s \psi)^{n_s} \right]^{-m_s} \right\}^2}{\left[1 + (\alpha_s \psi)^{n_s} \right]^{m_s/2}} d\psi \quad (11)$$

式中: α_s 、 n_s 和 m_s 为土-水特征曲线的相关拟合参数, 其中, $m_s = 1 - 1/n_s$ 。

根据降雨入渗率的连续性, 第 1 阶段与第 2 阶段之间存在临界积水时刻 t_q , 此时土体入渗能力等于降雨强度, 即

$$F = k_s \left(1 + \frac{H_0 + S_f}{h_r} \right) \quad (12)$$

由于此时刻 $H_0 = 0$, 联立式 (9) 和式 (12), 可得地表开始产生积水的临界饱和层深度 h_{rq} 和临界时刻 t_q 为

$$h_{rq} = \frac{S_f}{\eta} \quad (13)$$

$$t_q = \frac{Q_q}{F} = \frac{IS_f}{F\eta} + \frac{P}{F} \sqrt{(1-n)^2 - \frac{4mS_f}{\eta}} + \frac{T}{F} \quad (14)$$

式中: Q_q 为 t_q 时刻降雨累计总入渗量; $\eta = F/k_s - 1$ 。

联立式 (9) ~ (14), 可得降雨历时与饱和层深度关系为

$$t = \begin{cases} \frac{I h_r}{F} + \frac{P}{F} \sqrt{(1-n)^2 - 4m h_r} + \frac{T}{F}, (t < t_q) \\ t_q + \frac{2mP}{k_s}, (t_q \leq t < t_d) \\ \left[h_r - h_{rq} - (S_f + H_0) \ln \left(\frac{h_r + S_f + H_0}{h_{rq} + S_f + H_0} \right) \right] / \frac{\theta_r - \theta_s}{k_s}, (t_q \leq t < t_d) \\ t_q + \frac{\theta_r - \theta_s}{k_s}, (t \geq t_d) \end{cases} \quad (15)$$

2.3 降雨条件下表观黏聚力计算方法

基于 Bishop 型有效应力理论, Lu 等^[29]提出了包含土体饱和度的有效应力方程:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (16)$$

式中: σ' 为有效应力; σ 为总应力; u_a 为孔隙气压; u_w 为孔隙水压; $\sigma - u_a$ 为净应力; $u_a - u_w$ 为基质吸力; χ 为有效应力系数, 与土体饱和度有关, 可表示为

$$\chi = \left\{ \frac{1}{1 + [\alpha_0 (u_a - u_w)]^{n_0}} \right\}^{m_0} \quad (17)$$

式中: α_0 、 n_0 和 m_0 为土-水特征曲线的相关拟合参数, 其中, $m_0 = 1 - 1/n_0$; α_0 与土体进气值相关, 一般在 $0.001 \sim 0.5 \text{ kPa}^{-1}$ 之间; n_0 和 m_0 与土体孔径分布相关, 一般在 $1.1 \sim 8.5$ 之间。

结合土体抗剪强度和有效应力的概念, 提出修正 Mohr-Coulomb 准则:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + \chi(u_a - u_w) \tan \varphi' \quad (18)$$

式中: τ_f 为土体抗剪强度; c' 为有效黏聚力; φ' 为有效内摩擦角; 表观黏聚力 c_a 表示为

$$c_a = \chi(u_a - u_w) \tan \varphi' \quad (19)$$

引入 Darcy 定律:

$$q = -k \frac{dH_p}{dz} \quad (20)$$

式中: q 为降雨入渗速率, 在强降雨条件下, 可根据降雨入渗时间, 由式 (10) 确定; k 为土体渗透系数, 是基质吸力 ($u_a - u_w$) 的函数, 可表示为

$$k = k_s e^{-\alpha_0 (u_a - u_w)} \quad (21)$$

式中: H_p 为总水头, 可表示为

$$H_p = \psi + \frac{(u_a - u_w)}{\gamma_w} \quad (22)$$

式中: γ_w 为水的重度。由式 (20) ~ (22) 可得

$$q = -k_s e^{-\alpha_0 (u_a - u_w)} \left[-1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{d(u_a - u_w)}{dz} \right] \quad (23)$$

结合地下水位线处基质吸力为 0 的条件, 即在点 $z = 0$ 处 $u_a - u_w = 0$, 可以得到描述基质吸力的显式表达式:

$$u_a - u_w = \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(1 + \frac{q}{k_s} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{q}{k_s} \right] \quad (24)$$

联立式 (17)、(19) 和式 (24), 可得沿破坏面的表观黏聚力为

$$c_a = \frac{1}{\alpha_0} \frac{\ln \left[\left(1 + \frac{q}{k_s} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{q}{k_s} \right]}{\left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(1 + \frac{q}{k_s} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{q}{k_s} \right] \right\}^{n_0} \right)^{m_0}} \tan \varphi' \quad (25)$$

联立式 (10) 和式 (25), 可得强降雨模式下分段形式表观黏聚力的表达式为

$$c_a = \begin{cases} \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(\frac{F}{k_s} + 1 \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{F}{k_s} \right] \tan \varphi' \cdot \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(\frac{F}{k_s} + 1 \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{F}{k_s} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, & (t < t_q) \\ \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(1 + \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right] \tan \varphi' \cdot \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(1 + \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, & (t_q \leq t < t_d) \\ \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(1 + \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right] \tan \varphi' \cdot \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(1 + \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z} - \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, & (t \geq t_d) \end{cases} \quad (26)$$

3 盾构隧道开挖面三维对数螺旋破坏模式上限解

3.1 三维对数螺旋破坏模型

本文采用三维对数螺旋破坏模型分析盾构隧道开挖面稳定性。假定地层均质, 且服从式 (18) 中 Mohr-Coulomb 准则的修正形式。如图 1 所示, 盾构隧道开挖面为 AB , 开挖面中心点为 O' , 隧道覆土深度为 H , 开挖直径为 D , 地下水位到地表的距离为 Z_w 。基于极限分析上限法的三维对数螺旋破坏模型, 以经过 O 点且垂直于纸面的轴为旋转轴, 以 ω 为角速度旋转一系列半径连续变化的圆, 得到破

破坏体 ABC ，该破坏体存在唯一一个对称面。破坏体与对称面的交线为两条对数螺旋线 AC 和 BC ， AC 和 BC 既是破坏体的上下边界，也是机动速度场中的速度间断面，且与开挖面分别交于点 A 和点 B ，即破坏体延伸到整个开挖面。在极坐标系中两条对数螺旋线可表示为

$$r = r_A e^{-(\theta - \theta_A) \tan \varphi'} \quad (27)$$

$$r' = r_B e^{-(\theta - \theta_B) \tan \varphi'} \quad (28)$$

式中： θ 为对数螺旋线上一点和旋转中心 O 点的连线与竖直方向的夹角； θ_A 、 θ_B 分别为拱底 A 、拱顶 B 和 O 点的连线与竖直方向的夹角； r_A 和 r_B 分别为拱底 A 和拱顶 B 与 O 点连线的长度，分别为

$$r_A = \frac{\sin \theta_B}{\sin(\theta_B - \theta_A)} D \quad (29)$$

$$r_B = \frac{\sin \theta_A}{\sin(\theta_B - \theta_A)} D \quad (30)$$

从破坏体旋转截面圆心到 O 点的距离为

$$r_m = \frac{r + r'}{2} \quad (31)$$

破坏体旋转截面圆的半径为

$$R = \frac{r - r'}{2} \quad (32)$$

破坏体上、下边界分别以隧道拱顶和拱底为起点向地表延伸，在顶点 C 处以角度 $2\varphi'$ 相交。其中，顶点 C 和 O 点的连线与竖直方向所成夹角为 θ_C ，顶点 C 与 O 点连线的长度为 r_C ，分别表示为

$$\theta_C = \frac{\theta_A + \theta_B}{2} + \frac{\ln(\sin \theta_B / \sin \theta_A)}{2 \tan \varphi'} \quad (33)$$

$$r_C = \frac{\sqrt{\sin \theta_A \sin \theta_B}}{\sin(\theta_B - \theta_A)} e^{\frac{1}{2}(\theta_B - \theta_A) \tan \varphi'} D \quad (34)$$

当隧道埋深较小时 ($H/D \leq 1$)，破坏区域延伸到地表，此时两条对数螺旋线的交点 C 位于地表以上，如图 3 所示。此时，两条对数螺旋线与地表交点分别为 E 和 F ，和 O 点的连线与竖直方向所成夹角分别为 θ_E 和 θ_F ，与 θ_A 和 θ_B 的关系可表示为

$$H - r_B \cos \theta_B + r_A \cos \theta_E e^{-(\theta_E - \theta_A) \tan \varphi'} = 0 \quad (35)$$

$$H - r_B \cos \theta_B + r_B \cos \theta_F e^{(\theta_F - \theta_B) \tan \varphi'} = 0 \quad (36)$$

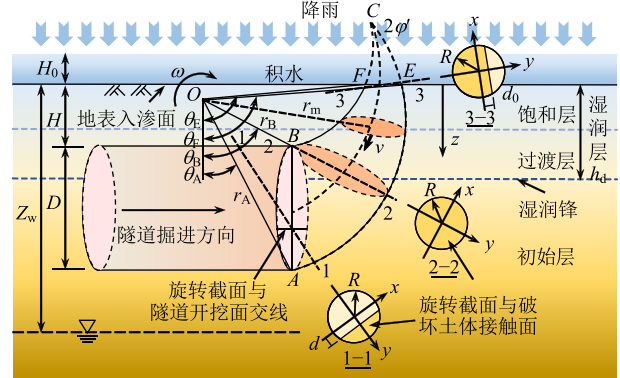
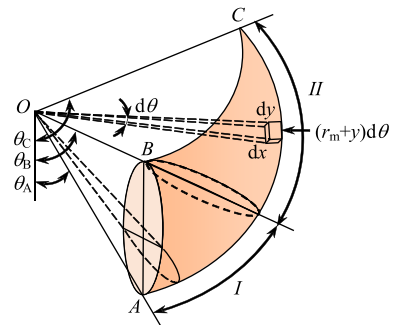


图 3 隧道埋深较小时开挖面破坏机制 ($H/D \leq 1$)
Fig.3 Failure mechanism of tunnel excavation surface with small buried depth ($H/D \leq 1$)

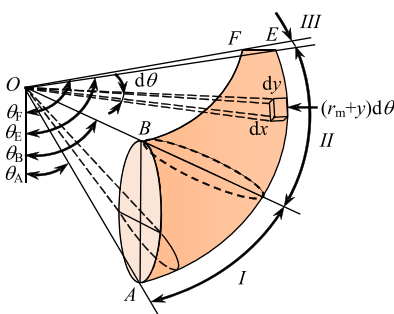
3.2 降雨入渗作用下破坏机制的能耗计算

3.2.1 土体重力功率

图 4 为土体重力功率计算示意图。Mollon 等^[15]指出，在隧道埋深比较大的情况下 ($H/D > 1$)，破坏区域很难延伸到地表。为了计算方便，如图所示，当隧道埋深比 $H/D > 1$ 时，将破坏体分成两个部分 I ($\theta_A - \theta_B$)、II ($\theta_B - \theta_C$) 进行计算，当隧道埋深比 $H/D \leq 1$ 时，将破坏体分成 3 个部分 I ($\theta_A - \theta_B$)、II ($\theta_B - \theta_C$) 和 III ($\theta_C - \theta_E$) 进行计算。



(a) $H/D > 1$



(b) $H/D \leq 1$

图 4 土体重力功率计算示意图
Fig.4 Schematic of soil gravity power calculation

在破坏机构内部任意取一微元 $dV = dx dy d\theta$, 则作用在微元体上的自重所产生的功率为

$$d\dot{W} = \gamma v (r_m + y) dx dy d\theta \quad (37)$$

式中: v 为微元速度, 表示为 $v = \omega(r_m + y)$; γ 为土体重度, 在强降雨条件下, 过渡层的土体重度和含水率呈线性关系, 则各层的土体重度为

$$\gamma = \begin{cases} \gamma_r, (z < h_r) \\ \gamma_h = \gamma_s - (\gamma_s - \gamma_r) \sqrt{1 - \frac{(z - h_r)^2}{h_w^2}}, (h_r \leq z \leq h_d) \\ \gamma_s, (z > h_d) \end{cases} \quad (38)$$

式中: γ_r 为饱和层重度; γ_s 为初始层重度; γ_h 为过渡层重度。

将式 (37) 沿整个破坏区域进行积分, 得到重力功率为

$$\dot{W}_y = \omega \gamma f_1 \quad (39)$$

式中: f_1 的表达式为

$$f_1 = \begin{cases} 2 \int_{\theta_A}^{\theta_B} \int_d^R \int_0^{\sqrt{R^2 - y^2}} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta + \\ 2 \int_{\theta_B}^{\theta_E} \int_{-R}^R \int_0^{\sqrt{R^2 - y^2}} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta + \\ 2 \int_{\theta_E}^{\theta_F} \int_{-R}^{d_0} \int_0^{\sqrt{R^2 - y^2}} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta, (H/D \leq 1) \\ 2 \int_{\theta_A}^{\theta_C} \int_d^R \int_0^{\sqrt{R^2 - y^2}} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta + \\ 2 \int_{\theta_C}^{\theta_D} \int_{-R}^R \int_0^{\sqrt{R^2 - y^2}} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta, (H/D > 1) \end{cases} \quad (40)$$

式中: d 和 d_0 分别为破坏体沿旋转轴截面与隧道开挖面和地表交点的坐标, 可表示为

$$d = r_A \frac{\sin \theta_A}{\sin \theta} - r_m \quad (41)$$

$$d_0 = r_E \frac{\sin \theta_E}{\sin \theta} - r_m \quad (42)$$

3.2.2 支护力功率

图 5 为支护力功率计算示意图。选取阴影部分的条形微元, 其高度为 dl , 与之对应角度增量为 $d\theta$, 假定支护力均匀作用于开挖面, 通过积分得到开挖面支护力功率如下:

$$\dot{W}_{\sigma_t} = \omega \sigma_t f_2 \quad (43)$$

式中: f_2 的表达式为

$$f_2 = \int_{\theta_A}^{\theta_B} \int_0^{\sqrt{R^2 - d^2}} \frac{2\omega(r_m + d)^2 \cos \theta}{\sin \theta} dx d\theta \quad (44)$$

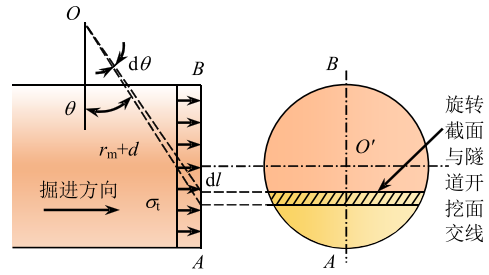


图 5 支护力功率计算示意图
Fig.5 Schematic of support force calculation

3.2.3 孔隙水压力功率

极限分析中假定破坏体为刚体, 在极限状态时破坏体的体积保持不变, 孔隙水压力的做功仅发生在速度间断面上, 即

$$\dot{W}_{p_w} = \omega \gamma_w (f_3 + f_4) \quad (45)$$

式中: f_3 和 f_4 的表达式分别为

$$f_3 = \begin{cases} r_u \int_{\theta_A}^{\theta_E} z_A r_A^2 d\theta, (H/D \leq 1) \\ r_u \int_{\theta_A}^{\theta_C} z_A r_A^2 d\theta, (H/D > 1) \end{cases} \quad (46)$$

$$f_4 = \begin{cases} r_u \int_{\theta_B}^{\theta_F} z_B r_B^2 d\theta, (H/D \leq 1) \\ r_u \int_{\theta_B}^{\theta_D} z_B r_B^2 d\theta, (H/D > 1) \end{cases} \quad (47)$$

式中: r_u 为孔隙水压力系数, 可采用三轴试验测得其数值; z_A 、 z_B 分别为速度间断面 AC 、 BC 上一点到地下水位线的垂直距离, 可表示为

$$z_A = Z_w - H - D + r_A \cos \theta_A - r \cos \theta \quad (48)$$

$$z_B = Z_w - H + r_B \cos \theta_B - r' \cos \theta \quad (49)$$

3.2.4 内能耗散功率

当土体在极限状态发生破坏时, 破坏体与未发生破坏的土体之间产生相对滑移, 此时主要依靠速度间断面上的黏聚力来提供抗力, 该抗力产生负功, 其功率可由下式计算:

$$\dot{D} = \int_{S_t} c v \cos \varphi' dS_t \quad (50)$$

式中: S_t 为滑动破坏面; c 为土体黏聚力。在速度间断面 AC 上, $z = z_A$, 联立式 (26) 和式 (48), 可得此时强降雨模式下的表观黏聚力 c_{al} 为

$c_{a1} =$

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(\frac{F}{k_s} + 1 \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_A} - \frac{F}{k_s} \right] \tan \varphi' \cdot \\ & \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(\frac{F}{k_s} + 1 \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_A} - \frac{F}{k_s} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, (t < t_q) \\ & \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(1 + \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_A} - \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right] \tan \varphi' \cdot \\ & \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(1 + \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_A} - \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, \\ & (t_q \leq t < t_d) \\ & \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(1 + \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_A} - \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right] \tan \varphi' \cdot \\ & \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(1 + \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_A} - \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, \\ & (t \geq t_d) \end{aligned} \right. \quad (51)$$

则速度间断面 AC 上内能耗散功率为

$$\dot{D}_A = \omega r_A^2 f_5 \quad (52)$$

式中: f_5 的表达式为

$$f_5 = \begin{cases} \int_{\theta_A}^{\theta_E} (c_{a1} + c') e^{2(\theta - \theta_A) \tan \varphi'} d\theta, (H/D \leq 1) \\ \int_{\theta_A}^{\theta_C} (c_{a1} + c') e^{2(\theta - \theta_A) \tan \varphi'} d\theta, (H/D > 1) \end{cases} \quad (53)$$

在速度间断面 BC 上, $z = z_B$, 联立式 (26) 和式 (49), 可得此时强降雨模式下的表观黏聚力 c_{a2} 为

 $c_{a2} =$

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(\frac{F}{k_s} + 1 \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_B} - \frac{F}{k_s} \right] \tan \varphi' \cdot \\ & \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(\frac{F}{k_s} + 1 \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_B} - \frac{F}{k_s} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, (t < t_q) \\ & \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(1 + \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_B} - \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right] \tan \varphi' \cdot \\ & \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(1 + \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_B} - \frac{h_t + H_0 + S_f}{h_t} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, \\ & (t_q \leq t < t_d) \\ & \frac{1}{\alpha_0} \ln \left[\left(1 + \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_B} - \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right] \tan \varphi' \cdot \\ & \left(1 + \left\{ -\ln \left[\left(1 + \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right) e^{-\gamma_w \alpha_0 z_B} - \frac{h_d + H_0 + S_f}{h_d} \right] \right\}^{n_0} \right)^{-m_0}, \\ & (t \geq t_d) \end{aligned} \right. \quad (54)$$

则速度间断面 BC 上内能耗散功率为

$$\dot{D}_B = \omega r_B^2 f_6 \quad (55)$$

式中: f_6 的表达式为

$$f_6 = \begin{cases} \int_{\theta_B}^{\theta_E} (c_{a2} + c') e^{2(\theta_B - \theta) \tan \varphi'} d\theta, (H/D \leq 1) \\ \int_{\theta_B}^{\theta_C} (c_{a2} + c') e^{2(\theta_B - \theta) \tan \varphi'} d\theta, (H/D > 1) \end{cases} \quad (56)$$

强降雨条件下, 速度间断面上总的内能耗散功率为

$$\dot{D} = \dot{D}_A + \dot{D}_B \quad (57)$$

3.2.5 支护力上限求解

联立式 (39)、(43)、(45) 和式 (57), 建立功率平衡方程, 最终求出作用在开挖面上的支护力为

$$\sigma_t = \frac{\gamma f_1 + \gamma_w (f_3 + f_4) - r_A^2 f_5 - r_B^2 f_6}{f_2} \quad (58)$$

由式 (58) 可以发现, 盾构隧道开挖面支护力 σ_t 是 θ_A 和 θ_B 的函数, 为了得到最优上限解, 必须通过优化计算求出 σ_t 的最大值。因此, 该问题可以转换为求式 (56) 在约束条件式 (59) 下的数学优化问题。本文通过 Matlab, 采用穷举法进行编程, 可得到不同参数下考虑强降雨影响的盾构隧道开挖面支护力的上限解。

$$\left. \begin{aligned} 0 < \theta_A < \theta_B < \pi/2 \\ \theta_B < \theta_C < \pi \\ r_B < r_A \end{aligned} \right\} \quad (59)$$

4 算例验证

4.1 数值模拟验证

为验证本文强降雨影响下盾构隧道开挖面三维对数螺旋模型上限解的正确性, 将其与三维数值模型的计算结果进行对比。采用应力-渗流耦合有限元分析方法建立三维模型, 假定模型处于弹性半无限空间中, 所有边界条件均为位移边界条件, 其中地表为自由边界条件, 无约束; 模型底面每个方向均约束, 4 个侧面均只有法向约束, 其余方向自由无约束。土体为各向同性的理想弹塑性体, 本构模型采用 Mohr-Coulomb 屈服准则。模型尺寸及网格划分如图 6 所示。

隧道开挖推进工作面为 X-Z 平面, 掘进方向为 Y 方向, Z 为纵向地表方向, X 为与掘进方向垂直的横向地表方向。模型尺寸为 $X \times Y \times Z = 30 \text{ m} \times 60 \text{ m} \times 30 \text{ m}$, 网格单元数为 157 320, 节点数为 141 428。

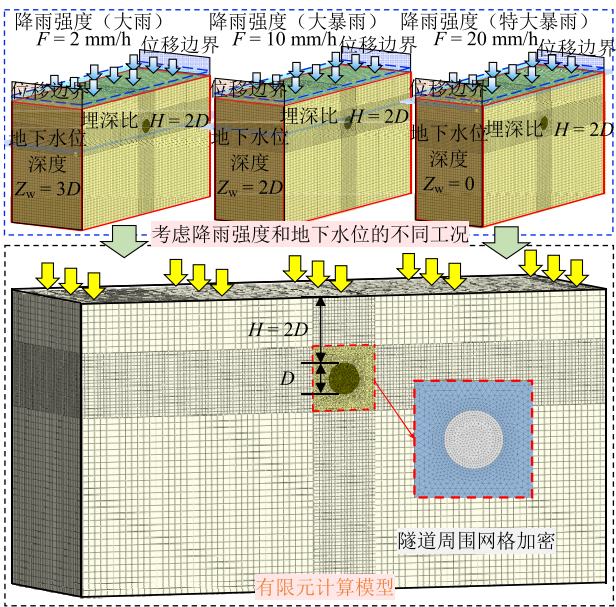


图 6 有限元计算模型
Fig.6 Finite element calculation model

模型中土体单元采用 3D 实体单元，衬砌结构采用 2D 板单元。模型分别采用砂土和黏土两种土体进行分析计算，各参数如表 1 所示。隧道衬砌均采用钢筋混凝土衬砌，选用通用环楔形管片，管片混凝土强度 C55 级，外径 6 m，内径 5.4 m，环宽 1.5 m，管片厚 0.3 m。隧道覆土深度为 2 倍隧道外径，即 12 m。为保证模型计算精度和计算效率，模型网格采用手动划分，并对隧道衬砌外侧 3 m 的位置进行网格加密，加密区为正方形，其网格单元数为 56 592，节点数为 47 804。

表 1 数值模拟中的土体参数
Table 1 Soil parameters in numerical simulation

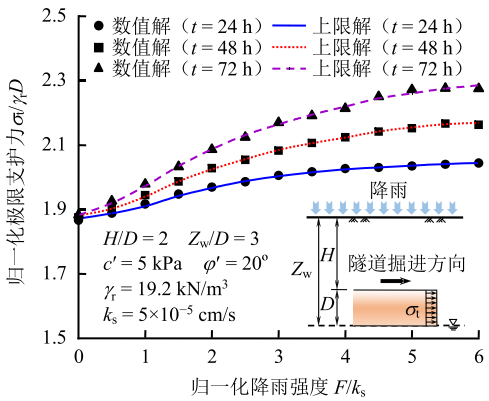
材料	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	μ	E/MPa	$k_s/(\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$	$\gamma_t/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
砂土	0	30	0.28	30	5×10^{-4}	20.0
黏土	5	20	0.35	10	5×10^{-5}	19.2

模拟盾构机掘进动态过程，可以近似将盾构向前掘进作为一个非连续过程来研究。为保证隧道开挖面的稳定，在开挖面上施加均匀分布的支护压力，并将其大小设为隧道开挖面前方原始地层的压应力，通过 Mollon 等^[12]提出的二分法来调整支护压力，从而确定隧道开挖面极限支护压力。首先建立开挖前的三维数值模型，施加初始渗流场和初始应力场，使其达到初始平衡状态；然后开挖到指定位置，同时固定住隧道环节点，并在开挖面上设置支护压力初始上限值，使其维持稳定；调整支护力为初始下限值，当这一下限值作用在隧道开挖面上

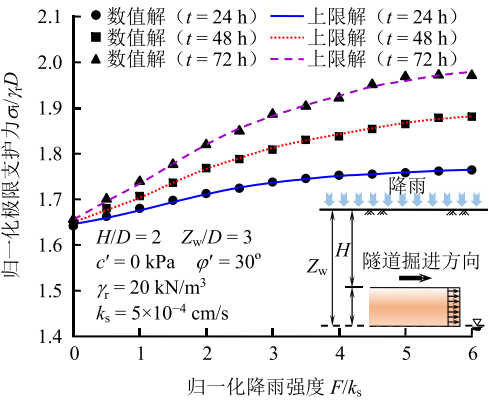
时，开挖面发生失稳破坏；取介于下限值和上限值之间的中间值来进行试算。若在该中间值的作用下，开挖面仍维持稳定，则用此中间值取代初始上限值；若开挖面发生失稳破坏，则用此中间值取代初始下限值。这一计算过程不断重复进行，直到下限值和上限值之差小于容许值（0.01 kPa），此时的下限值（或者上限值）为隧道开挖面的极限支护力。

数值计算主要分 3 类工况，其中正常工况在不考虑降雨入渗和地下水位的情况下模拟盾构隧道的施工；考虑降雨入渗工况在正常工况的基础上，设置初始地下水位 $Z_w = 18 \text{ m}$ ，并通过软件中的应力-渗流模块考虑不同降雨强度来模拟盾构隧道的施工。考虑地下水位工况在正常工况的基础上，设置降雨强度为 10 mm/h，通过添加不同高度地下水位线来模拟盾构隧道的施工。

图 7 和图 8 为本文上限解与数值解在考虑土体性质和降雨历时的情况下，关于不同降雨强度和不同地下水位深度的盾构隧道开挖面极限支护力对比验证结果，结果采用归一化处理，从图中可以看出，本文上限解与数值解的结果较为吻合。



(a) 黏土



(b) 砂土

图 7 降雨强度影响对比
Fig.7 Comparison of rainfall intensity effects

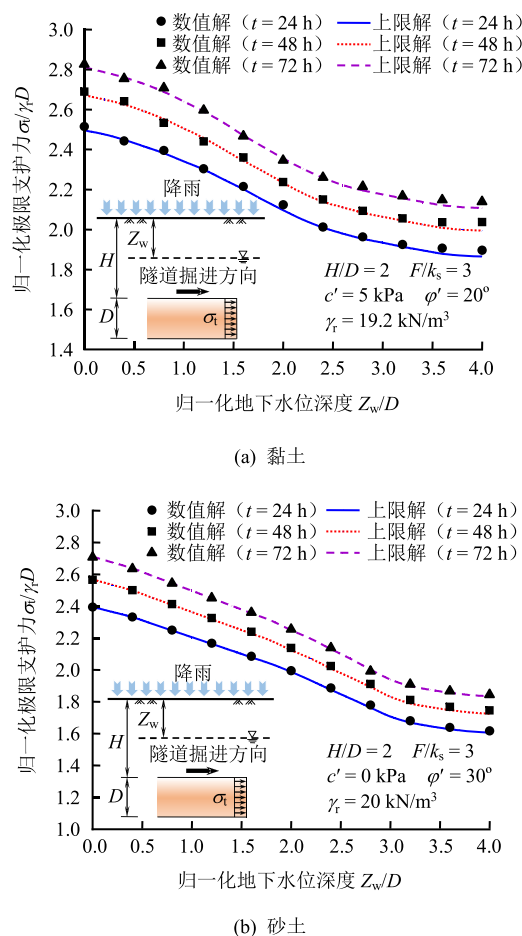


图8 地下水位深度影响对比

Fig.8 Comparison of groundwater level depth effects

图7(a)显示了当埋深比 $H/D = 2$, 归一化地下水位深度 $Z_w/D = 3$ 时, 黏土地层中降雨强度对盾构隧道开挖面极限支护力的影响。从图中可以看出, 随着降雨强度及降雨历时的增加, 隧道开挖面极限支护力随之增大, 其增长趋势逐渐减弱。当 $F/k_s \leq 1$ 时, 入渗率由降雨强度控制, 降雨全部渗入土体, 隧道开挖面极限支护力随降雨强度的变化呈加速增长趋势, 随降雨历时的变化不明显。当 $F/k_s > 1$ 时, 入渗率由降雨强度控制逐步转化为由土体入渗能力控制, 当湿润层土体饱和后, 隧道开挖面极限支护力随降雨强度的变化速率逐渐减小, 主要受降雨历时影响。降雨历时分别为 24、48、72 h 时, 极限支护力在不同降雨强度条件下的最大增幅分别为 9.48%、15.35%、20.40%。当降雨强度一定, 降雨历时分别为 48 h 和 72 h 时的极限支护力比降雨历时为 24 h 时的最大增幅分别为 6.88% 和 11.79%。图 7(b)显示了当埋深比 $H/D = 2$, 归一化地下水位深度 $Z_w/D = 3$ 时, 砂土地层中降雨强度对盾构隧道开挖面极限支护力的影响。可以看到, 相比黏土地层, 砂土地层中隧道开挖面极限支护力减小的最大幅度

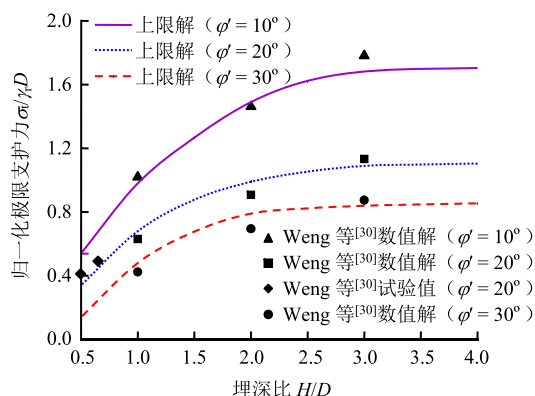
约为 10.75%, 这是因为盾构在砂性土层中掘进产生了显著的土拱效应, 有效减小了维持开挖面稳定的支护力。

图 8(a)显示了当埋深比 $H/D = 2$, 归一化降雨强度 $F/k_s = 3$ 时, 黏土地层中地下水位深度对盾构隧道开挖面极限支护力的影响。可以看出, 随着归一化地下水位深度及降雨历时的增加, 隧道开挖面极限支护力逐渐减小, 其减小速率呈先快后慢的规律。当地下水位深度足够大时, 极限支护力趋于稳定。降雨历时分别为 24、48、72 h 时, 归一化极限支护力在不同地下水位深度条件下的最大减幅分别为 25.27%、25.34%、24.43%。当地下水位深度一定, 降雨历时分别为 48 h 和 72 h 时的极限支护力比降雨历时为 24 h 时的最大增幅分别为 6.94% 和 12.79%。图 8(b)显示了当埋深比 $H/D = 2$, 归一化降雨强度 $F/k_s = 3$ 时, 砂土地层中地下水位深度对盾构隧道开挖面极限支护力的影响。可以看到, 相比黏土地层, 砂土地层中隧道开挖面极限支护力减小的最大幅度约为 13.64%。当 $Z_w/D \leq 3$ 时, 归一化极限支护力随地下水位深度变化呈线性减小, 当 $Z_w/D > 3$ 时, 隧道开挖面处于地下水位上方, 土拱效应逐渐增强, 隧道开挖面极限支护力受地下水位深度影响减弱, 并趋于稳定。总体上, 本文上限解与数值模拟结果吻合度较高。

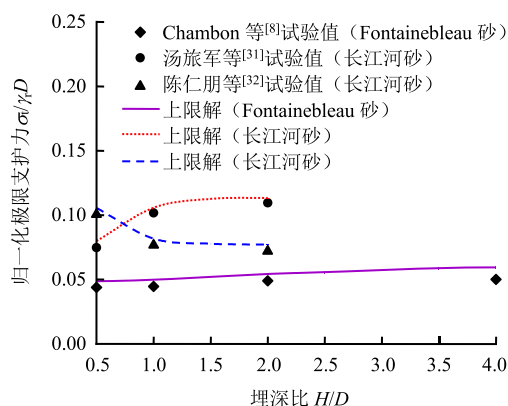
4.2 模型试验算例验证 1

为进一步验证本文上限解的可靠性, 将本文上限解与既有的模型试验结果进行对比。Weng 等^[30]使用长安大学大型土工离心机 (TLJ-3) 上开展了模型试验, 离心加速度为 $60g$, 研究了稳定渗流情况下不同覆土深度及不同有效内摩擦角对隧道开挖面极限支护力的影响, 并建立三维有限元模型进行验证。离心试验模型箱内尺寸为 $0.7 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高)。隧道模型是横截面为 D 型的盾壳, 相似比为 60, 盾壳内径为 100 mm, 壁厚为 5 mm, 长度为 200 mm。试验使用土体样本来自广东省佛山市, 实验室测得其基本物理力学指标为: 土体相对密度为 2.74, 液性指数和塑性指数分别为 39.4% 和 27.8%, 土体饱和重度 γ_r 为 17.9 kN/m^3 , 有效内摩擦角 ϕ' 为 20° , 有效黏聚力 c' 为 24 kPa, 渗透系数 k_s 为 $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ 。经离心试验测得埋深比 H/D 分别为 0.5 和 0.65 时开挖面极限支护力为 44.32 kPa 和 53.19 kPa。最后采用有限元软件建立三维渗流模型, 分析埋深比 H/D 分别为 0、1 和 2, 有效内摩擦角分别为 10° 、 20° 、 30° 等不同情况下的开挖面极限支护力。将其试验值和数值解与本文上限解进行对比,

如图 9(a)所示。



(a) 渗流模型试验算例对比验证



(b) 干砂模型试验算例对比验证

图 9 模型试验算例对比验证

Fig.9 Comparison and verification of model test examples

从图 9(a)中可以看出, 本文的计算结果与 Weng 等^[30]试验值和数值解较为吻合。在渗流条件下, 盾构隧道开挖面极限支护力随埋深比的增大而增大, 增长速率逐渐减小, 当埋深比足够大时, 隧道开挖面极限支护力趋于稳定。有效内摩擦角分别为 10° 、 20° 、 30° 时, 归一化极限支护力在不同埋深比条件下的最大增幅分别为 216.14%、225.66%、291.52%。同时隧道开挖面极限支护力随有效内摩擦角的增大而减小, 当埋深比一定, 有效内摩擦角为 20° 和 30° 时的极限支护力比有效内摩擦角为 10° 时的最大减幅分别为 35.29% 和 51.84%。

4.3 模型试验算例验证 2

Chambon 等^[8]分别做了在 50g、100g、130g 离心加速度下干砂开挖面稳定性试验, 得出了开挖面支护力与埋深比的关系曲线; 汤旅军等^[31]使用浙江大学大型土工离心机 (ZJU400) 对密实砂土地层中盾构开挖面稳定问题进行研究, 获得了隧道埋深比对开挖面极限支护力的影响规律; 陈仁朋等^[32]开展了大尺寸模型试验, 采用直径达 1 m 的盾构模型,

研究了在干砂地层中不同埋深比下盾构隧道开挖面极限支护力。将以上研究结果进行归一化处理, 与本文上限解进行对比, 如图 9(b)所示。

从图 9(b)中可以看出, 在干砂地层中, 当埋深比 $H/D < 1$ 时, 开挖面极限支护力存在不同发展趋势, 主要原因是隧道相对浅埋时, 极限状态下破坏区扩展到地表, 土拱未完全形成。当埋深比 $H/D \geq 1$ 时, 模型试验与理论分析极限支护力发展趋势一致, 此时破坏区全部位于地表以下, 土拱效应明显, 隧道开挖面极限支护力随着埋深比的增大先增加而后趋于稳定。在假定土体黏聚力为零的前提下, 模型试验结果均小于本文上限解预测的极限支护力, 主要是因为试验所用土体材料通常不是绝对干燥, 而是具有微黏聚力。Chambon 等^[8]试验使用的 Fontainebleau 砂存在约 $c = 0 \sim 5$ kPa 微黏聚力, 汤旅军^[31]和陈仁朋^[32]等试验所用的长江河砂存在约 $0 \sim 2.5$ kPa 的微黏聚力。总体上, 本文上限解与模型试验结果吻合度较高, 进一步验证了本文上限解的正确性与适用性。

5 参数分析

根据本文提出的强降雨影响下盾构隧道开挖面三维对数螺旋模型上限解, 针对降雨强度 F 和地下水位 Z_w 等参数对关键物理特征的力学机制和动态发展变化进行敏感性分析, 结果均采用参数归一化处理。基本参数设置为: 归一化降雨强度 F/k_s 为 3, 饱和渗透系数 k_s 为 5×10^{-5} cm/s, 隧道开挖直径为 6 m, 埋深比 H/D 为 2, 归一化地下水位深度 Z_w/D 为 3, 土体初始重度 γ_s 为 15.7 kN/m³, 饱和重度 γ_r 为 19.2 kN/m³, 弹性模量 E 为 20 MPa, 泊松比 μ 为 0.3, 有效黏聚力 c' 为 3 kPa, 有效内摩擦角 ϕ' 为 25° , 降雨参数 m 、 n 分别取 -0.0038 、 0.7147 , 土水特征曲线拟合参数 α_0 、 m_0 和 n_0 分别取 0.01、0.67、3。

5.1 降雨强度 F 影响

图 10(a)~10(c)为不同降雨强度下降雨历时 72 h 的入渗深度随降雨历时变化规律。计算结果表明, 当归一化降雨强度 $F/k_s \leq 3$ 时, 湿润层深度的发展基本随降雨历时呈线性增加变化, 饱和层深度发展速率增大, 过渡层一直存在; 当归一化降雨强度 $F/k_s > 3$ 时, 湿润层和饱和层深度呈现快速发展, 发展速率逐渐减小的规律, 过渡层深度呈现先增加, 后迅速减少趋于 0 的规律, 主要是由于在强降雨作用下地表积水临界时刻 t_q 前, 入渗率主要由降雨强度控制, 在湿润层完全饱和时刻 t_d 后, 入渗率主要由土体本身的渗透特性控制。归一化降雨强度 F/k_s

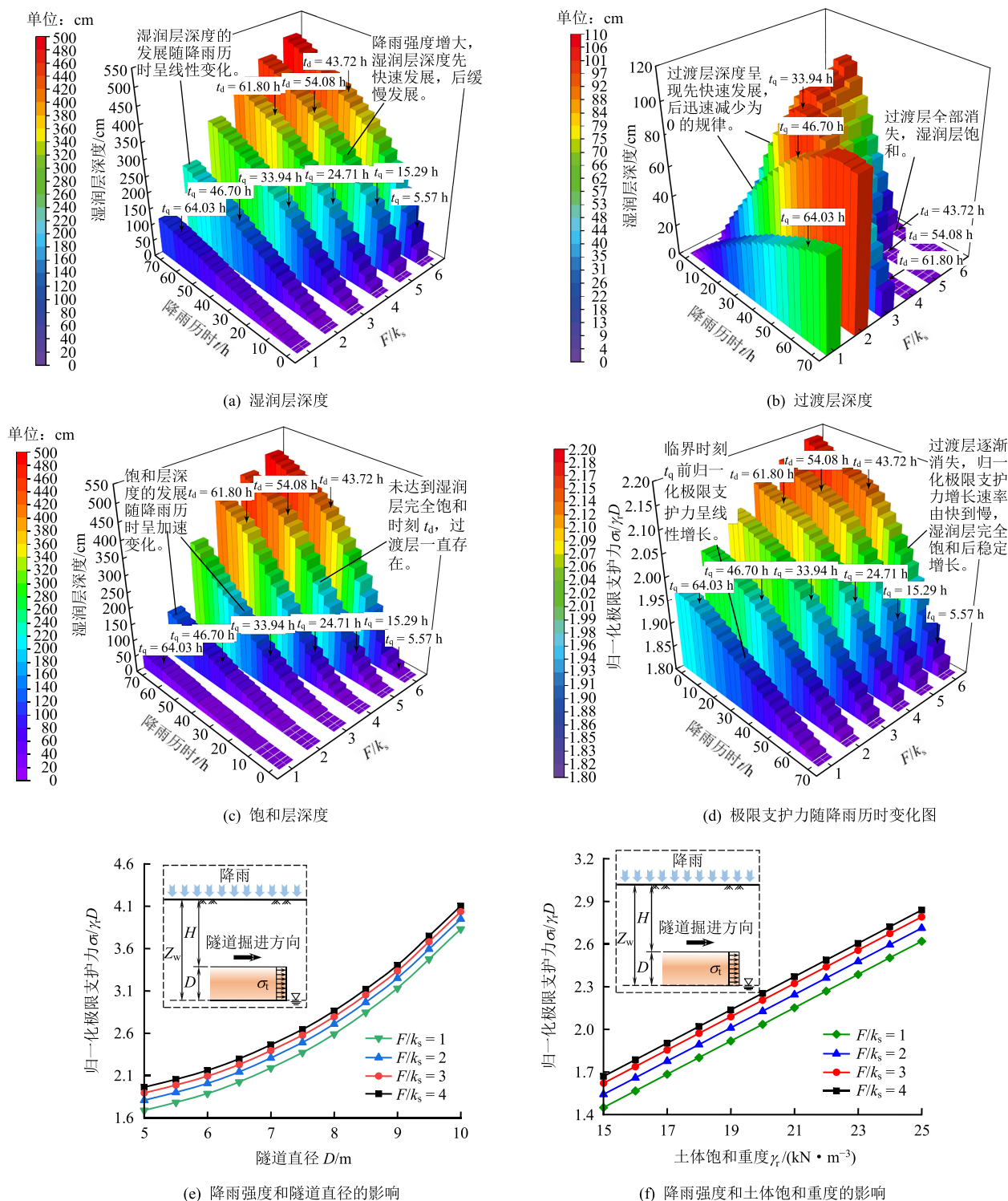


图 10 不同降雨强度下各土层深度和极限支护力变化趋势

Fig.10 Variation trend for soil depth and ultimate supporting force under different rainfall intensities

为 1 (大雨)、3 (暴雨)、6 (大暴雨) 时的地表积水临界时刻 t_q 分别为 64.03、33.94 h 和 5.57 h。由此可以看出, 降雨强度越大, 入渗过程能更快地达到临界时刻, 且湿润层能更早达到完全饱和状态。

图 10(d) 为不同降雨强度下归一化极限支护力随降雨历时的变化情况, 可以看出, 归一化降雨强度越大, 降雨历时越久, 盾构隧道开挖面所需极限

支护力越大。随着归一化降雨强度增大, 地表积水临界时刻 t_q 和湿润层完全饱和时刻 t_d 减小, 土体更快达到饱和状态。当降雨历时未达到地表积水临界时刻 ($t < t_q$), 入渗率由降雨强度控制, 湿润层深度降雨历时线性增加, 隧道开挖面极限支护力线性增长。在强降雨作用下, 当降雨历时大于地表积水临界时刻但未达到湿润层完全饱和时刻 ($t_q \leq t <$

t_d), 过渡层逐渐消失, 湿润层深度先快速发展, 后逐渐减小, 隧道开挖面极限支护力随降雨历时的增长速率降低。当湿润层土体完全饱和后 ($t \geq t_d$), 隧道开挖面极限支护力随降雨历时的变化速率逐渐趋于稳定。

图 10(e)和图 10(f)显示了当埋深比 H/D 为 2, 地下水位深度 Z_w/D 为 3 时归一化极限支护力在不同降雨强度条件下随隧道开挖直径和土体饱和重度的变化趋势。可以看出, 隧道开挖直径对开挖面极

限支护力的影响显著, 随着隧道开挖直径的增大, 归一化极限支护力呈加速增长趋势。当隧道开挖直径一定时, 随着归一化降雨强度的增大, 归一化极限支护力呈非线性增大趋势, 其增长速率逐渐降低。当降雨强度一定时, 归一化极限支护力随土体饱和重度的增大而线性增大, 其增长速率为 11.70%。

5.2 地下水位深度 Z_w 影响

图 11 为考虑盾构隧道开挖直径和土体性质条件下开挖面极限支护力随地下水位深度的变化情

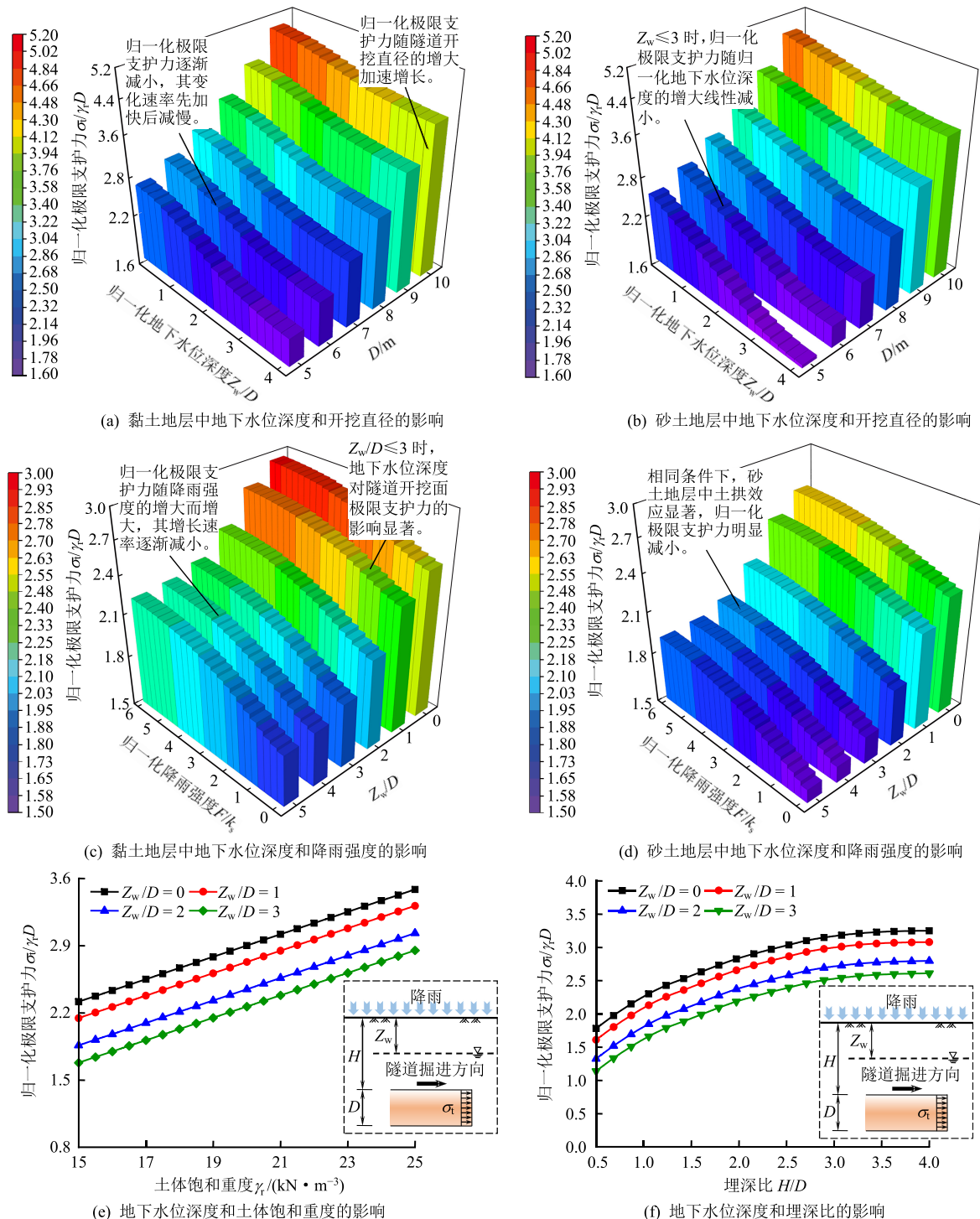


图 11 不同地下水位深度情况下极限支护力变化趋势

Fig.11 Variation trend for ultimate supporting force under different depths of groundwater level

况。图 11(a)显示了黏土地层中归一化极限支护力随地下水位深度和开挖直径的变化趋势。可以看出,当隧道直径一定时,随着归一化地下水位深度的增加,隧道开挖面极限支护力逐渐减小,其减小速率呈先加快后减慢的规律。当地下水位深度足够大时,即隧道位于地下水位线以上,其对极限支护力的影响不明显。同时可以看出,当地下水位深度一定时,归一化极限支护力随着隧道开挖直径的增大呈加速增长趋势。当隧道直径由 5 m 增加至 10 m 时,归一化地下水位深度为 1、2 和 3 情况下归一化极限支护力的增幅分别为 88.12%、99.73%和 108.85%。图 11(b)显示了砂土地层中归一化极限支护力随地下水位深度和开挖直径的变化趋势。可以看出,当 $Z_w/D \leq 3$ 时,隧道开挖面极限支护力随归一化地下水位深度的增加呈线性减小的规律,当 $Z_w/D > 3$ 时,其变化速率逐渐减小,最后趋于平稳。相同条件下,相较于黏土地层,砂土地层中的归一化极限支护力最大减幅为 15.79%,是由于砂土地层中的土拱效应发挥作用,减小了维持开挖面稳定的极限支护力。

图 11(c)显示了黏土地层中归一化极限支护力随地下水位深度和降雨强度的变化趋势。从图中可以看出,归一化极限支护力随降雨强度的增大而增大,其变化速率逐渐减小并趋于平稳。同时可以看出,当 $Z_w/D \leq 3$ 时,归一化极限支护力随地下水位深度的变化显著, Z_w/D 为 0、1 和 2 时,归一化极限支护力较 Z_w/D 为 3 时分别增加了 34.05%、24.97%、9.86%。图 11(d)显示了砂土地层中归一化极限支护力随地下水位深度和降雨强度的变化趋势。可以看出,在相同条件下,砂土地层中的归一化极限支护力显著减小,最大减幅为 14.03%。

图 11(e)和图 11(f)显示了当有效黏聚力 c' 为 3 kPa,有效内摩擦角 φ' 为 25° 时归一化极限支护力在不同地下水位深度条件下随土体饱和重度和埋深比的变化趋势。可以看出,当地下水位深度一定时,归一化极限支护力随土体饱和重度的增大呈线性增大规律;当 $H/D \leq 1$ 时,破坏区域延伸至地表,隧道开挖面极限支护力变化明显, $H/D > 1$ 时,其变化速率逐渐减小,并在埋深比足够大时趋于平稳。

6 结 论

本文基于适用于不同降雨工况的分层假定 Green-Ampt 模型和三维对数螺旋破坏模型,建立了考虑强降雨入渗和地下水位作用下盾构隧道开挖面支护力的上限解。通过数值工况和模型试验验证可以看出,本文上限解具备较好的可靠性和合理性。

此外,着重讨论了降雨强度对湿润锋特性和盾构隧道开挖面极限支护力的影响规律,及地下水位深度对盾构隧道开挖面极限支护力的影响规律。通过相关分析,主要得出以下 3 点结论:

(1) 本文上限解可以呈现降雨入渗的力学影响过程,显示湿润层、过渡层及初始层的动态演化历程,并获取强降雨入渗下盾构隧道开挖面支护力对降雨强度和地下水位深度响应的上限解表达式。同时改进后 Green-Ampt 模型与三维对数螺旋破坏模型相结合能较好地反映降雨入渗过程,计算结果表明,降雨强度和地下水位深度对盾构隧道开挖面极限支护力结果影响显著,因此在隧道施工过程中强降雨影响不容忽视。

(2) 随着降雨强度和降雨历时的增大,湿润层发展深度不断增大。降雨强度使得入渗能更快地达到地表积水临界时刻 t_d 和湿润层完全饱和时刻 t_d 。在强降雨情况下,土体饱和度随时间和深度的变化会导致土体表面黏聚力的变化,从而影响盾构隧道开挖面极限支护力的大小。随着降雨强度和降雨历时的增大,隧道开挖面极限支护力增大。

(3) 随着地下水位深度的增加,隧道开挖面极限支护力减小。相同条件下,由于土拱效应的作用,砂土地层中的极限支护力小于黏土地层。当地下水位深度位于隧道拱底上方时 ($Z_w/D \leq 3$),极限支护力随地下水位深度的变化显著,最大增幅为 34.05%。当地下水位深度位于隧道拱底下方时 ($Z_w/D > 3$),极限支护力变化不明显。

参 考 文 献

- [1] GREEN W H, AMPT G A. Studies on soil physics: 1. flow of air and water through soils[J]. **Journal of Agricultural Science**, 1911, 4(1): 1-24.
- [2] MEIN R G, LARSON C L. Modeling infiltration during a steady rain[J]. **Water Resources Research**, 1973, 9(2): 384-394.
- [3] BODMAN G B, COLMAN E A. Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils[J]. **Soil Science Society of America Journal**, 1944, 8(1): 116-122.
- [4] 彭振阳, 黄介生, 伍靖伟, 等. 基于分层假设的 Green-Ampt 模型改进[J]. 水科学进展, 2012, 23(1): 59-65.
PENG Zhen-yang, HUANG Jie-sheng, WU Jing-wei, et al. Modification of Green-Ampt model based on the stratification hypothesis[J]. **Advances in Water Science**, 2012, 23(1): 59-65.
- [5] 张杰, 韩同春, 豆红强, 等. 基于分层假定入渗模型的边坡安全性分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014,

- 45(9): 3211-3218.
ZHANG Jie, HAN Tong-chun, DOU Hong-qiang, et al. Analysis slope safety based on infiltration model based on stratified assumption[J]. **Journal of Central South University (Science and Technology)**, 2014, 45(9): 3211-3218.
- [6] YAO W M, LI C D, ZHAN H B, et al. Time-dependent slope stability during intense rainfall with stratified soil water content[J]. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, 2019, 78(1): 4805-4819.
- [7] 苏永华, 李诚诚. 强降雨下基于 Green-Ampt 模型的边坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2020, 41(2): 389-398.
SU Yong-hua, LI Cheng-cheng. Stability analysis of slope based on Green-Ampt model under heavy rainfall[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(2): 389-398.
- [8] CHAMBON P, CORTE J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face[J]. **Journal of the Geotechnical Engineering**, 1994, 120(7): 1148-1165.
- [9] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. **Acta Geotechnica**, 2010, 5(1): 43-62.
- [10] 金大龙, 袁大军, 郑浩田, 等. 高水压条件下泥水盾构开挖面稳定离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(9): 1653-1660.
JIN Da-long, YUAN Da-jun, ZHENG Hao-tian, et al. Centrifugal model tests on face stability of slurry shield tunnels under high water pressures[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2019, 41(9): 1653-1660.
- [11] 李志华, 华渊, 周太全, 等. 盾构隧道开挖面稳定的可靠度研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(增刊 1): 315-319.
LI Zhi-hua, HUA Yuan, ZHOU Tai-quan, et al. Research on reliability of excavation face stability in shield tunneling[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(Suppl.1): 315-319.
- [12] MOLLON G, PHOON K K, DIAS D, et al. Validation of a new 2D failure mechanism for the stability analysis of a pressurized tunnel face in a spatially varying sand[J]. **Journal of Engineering Mechanics**, 2010, 137(1): 8-21.
- [13] 陈西林, 姜育科, 陈伟, 等. 考虑非线性渗流特性的软土隧道开挖变形规律研究[J]. 交通科技, 2021, 308(5): 130-135.
CHEN Xi-lin, JIANG Yu-ke, CHEN Wei, et al. Study on deformation law of soft soil tunnel excavation considering nonlinear seepage characteristics[J]. **Transportation Science and Technology**, 2021, 308(5): 130-135.
- [14] DAVIS E H, GUNN M J, MAIR R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. **Géotechnique**, 1980, 30(4): 397-416.
- [15] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2011, 35(12): 1363-1388.
- [16] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Range of the safe retaining pressures of a pressurized tunnel face by a probabilistic approach[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2013, 139(11): 1954-1967.
- [17] 梁桥, 杨小礼, 张佳华, 等. 非均质土体中盾构隧道开挖面支护力上限分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(9): 2585-2592.
LIANG Qiao, YANG Xiao-li, ZHANG Jia-hua, et al. Upper bound analysis for supporting pressure of shield tunnel in heterogeneous soil[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(9): 2585-2592.
- [18] 王浩然, 黄茂松, 吕玺琳, 等. 考虑渗流影响的盾构隧道开挖面稳定上限分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(9): 1696-1704.
WANG Hao-ran, HUANG Mao-song, LÜ Xi-lin, et al. Upper bound limit analysis of stability of shield tunnel face considering seepage[J]. **Chinese Journal of Geotechnical and Engineering**, 2013, 35(9): 1696-1704.
- [19] PERAZZELLI P, LEONE T, ANAGNOSTOU G. Tunnel face stability under seepage flow conditions[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2014, 43(3): 459-469.
- [20] 冯利坡, 郑永来, 邓树新, 等. 深埋盾构隧道开挖面三维对数螺旋破坏模式的上限分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 2105-2110.
FENG Li-po, ZHENG Yong-lai, DENG Shu-xin, et al. Upper bound limit analysis of three-dimensional logspiral failure mode of deep shield tunnel face[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(7): 2105-2110.
- [21] 黄阜, 潘秋景, 张道兵. 孔隙水压力作用下盾构隧道开挖面支护力上限研究[J]. 工程力学, 2017, 34(7): 108-116.
HUANG Fu, PAN Qiu-jing, ZHANG Dao-bing. Study on the upper bound solution of supporting pressure for shield tunnel face subjected to pore water pressure[J]. **Engineering Mechanics**, 2017, 34(7): 108-116.
- [22] LI Z W, YANG X L, LI T Z. Face stability analysis of tunnels under steady unsaturated seepage conditions[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2019, 93(8): 103095.
- [23] 米博, 项彦勇. 砂土地层浅埋盾构隧道开挖渗流稳定性的模型试验和计算研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(3): 837-848.
MI Bo, XIANG Yan-yong. Model experiment and calculation analysis of excavation-seepage stability for shallow shield tunneling in sandy ground[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(3): 837-848.