

弃渣场堆渣及挡渣墙稳定性分析

罗 雷, 何丙辉, 王锐亮

(西南农业大学资源环境学院, 重庆 北碚 400716)

摘 要: 在山区、丘陵区, 开发建设项目挖方量大。经理论分析, 临时堆放的挖方, 在坡度 $\beta <$ 土壤内摩擦角 和无暴雨、大风的情况下, 能处于稳定的状态; 弃渣场必须修建挡渣墙, 挡渣墙的稳定性涉及到抗滑、抗倾覆和抗塌陷三个方面, 满足该三方面的稳定性要求, 挡渣墙才能达到稳定状态。

关键词: 弃渣; 挡渣墙; 抗滑; 抗倾覆; 抗塌陷

中图分类号: X705

文献标识码: A

文章编号: 1005-3409(2006)02-0253-04

Stability Analysis on Piling Dregs in Abandoned Dreg Field and Retaining Wall

LUO Lei, HE Bing-hui, WANG Rui-liang

(College of Resources and Environment, Southwest Agricultural University, Beibei, Chongqing 400716, China)

Abstract: In the mountain area, hilly area, the construction project excavation develops greatly. Through theory analyzing piling up excavation temporarily, if slope $\beta <$ inner frictional angle, under the situation of no strong wind and storm, it can be in the steady state; abandoned dreg field must build retaining wall whose stability includes anti-sliding, antioverturning and anti-collapsing. Meet the demands of this three respects, the retaining wall may reach the stable state.

Key words: abandoned dregs; retaining wall; anti-sliding; antioverturning; anti-collapsing

在开发建设项目水土保持中, 要求土石方的处理做到填挖平衡或移挖作填。但山区、丘陵区的建设项目, 由于山高坡陡, 施工过程中存在大量的深挖边坡, 挖方量大, 又受到施工道路限制, 运距较远且运输费用较高以及各标段施工单位之间难以配合等原因, 挖填方难以平衡^[1]。根据道路交通条件以及临时征地等实际情况, 合理选取弃渣场, 利用弃渣场弃渣是防止水土流失的重要环节。弃渣场的水土流失防治是开发建设项目水土保持工作必须涉及的问题^[2~4]。弃渣场的弃渣要形成一个坡面, 如果坡度太大, 将直接产生垮塌下滑, 增大挡渣墙的受力, 增加挡渣墙的设计难度, 而工程施工过程中将产生大量挖方, 在考虑挖方临时堆放坡度的情况下, 可相应减少临时拦挡措施, 节约工程成本; 弃渣场必须修建挡渣墙, 但是挡渣墙是否稳定, 事关弃渣场水土保持措施的成败。因此, 对弃渣场堆渣坡度和挡渣墙的稳定性进行分析是十分必要的。

笔者曾参与西部开发省际公路通道重庆绕城公路(南段)工程的水土保持方案编制工作。在方案编制过程中, 运用土力学和工程学的原理, 对弃渣场的堆渣坡面及挡渣墙的设计进行了稳定性分析, 效果尚好。

1 工程介绍及弃渣场设计

西部开发省际公路通道重庆绕城公路(南段)全长 50.70 km, 其是重庆市规划建设的公路主骨架之一。项目区位于四川盆地的东南部, 地形上主要呈现条形山脉与丘陵相间的“平

行岭谷”景观, 背斜成山, 向斜成丘陵。它们自北向南平行延伸, 形似东西之间的层层屏障, 自西而东为中峰寺向斜丘陵、观音峡背斜山、金银峡向斜丘陵、南温泉——铁厂沟背斜低山和太公山向斜丘陵。长江自南西向北东斜切平行岭谷, 为区域最低侵蚀面, 海拔标高 177 m。綦江河、珞璜溪、箭滩河为长江南岸一级分支水系。背斜山一般海拔标高 500~550 m, 相对高差 200~300 m, 属低山区。向斜丘陵一般标高 200~350 m。总体地形南高北低, 向长江倾斜。项目区属亚热带湿润季风气候区, 多年平均降水量为 1 094.6 mm。水土流失形式主要为水力侵蚀, 侵蚀强度为轻、中度, 属重庆市人民政府公告的水土流失重点监督区、重点预防保护区、重点治理区。

预计工程将产生挖方 765.75 万 m^3 , 弃方 196.44 万 m^3 , 将分段堆放在沿线设置的 27 个弃渣场。弃渣堆放工作, 遵守先挡后弃的堆放原则, 弃渣场下游谷口处需建好挡渣墙, 再进行填埋; 弃渣场周边修建排水沟, 接入原排水系统。弃渣场的挡墙初步设计采取俯斜式: 顶宽 1 m, 底宽 1.5 m, 高 3 m, 挡土墙外侧直立, 内侧倾角 10° ; 墙后填土坡度拟定为 12° 。

2 堆渣坡面稳定性分析

2.1 土力学原理

假设土石方中土壤为无黏性土, 在堆渣坡面上任取一点, 分析其受力情况(如图 1), 根据数学和物理学的简单推算, 该点由于受到重力 G 的作用, 产生一个下滑分力 $A = G \times \sin \beta$, 同时由库仑定律可知该点也受一个反方向的阻滑力

收稿日期: 2005-06-26

基金项目: 重庆市科委自然科学基金资助项目(合同编号 9119); 国家“十五”科技攻关重大专项“区域生态环境安全和生态经济系统重建关键技术研究”与示范“(2001BA05A)资助项目

作者简介: 罗 雷(1979-), 男, 重庆市人, 在读硕士研究生, 主要从事水土流失小流域综合治理研究; 通信作者: 何丙辉, 教授, 硕士生导师, 主要从事水土流失规律及小流域综合治理研究。

$F = N \times \tan \beta$, 而 $N = G \times \cos \beta$, 故 $F = G \times \cos \beta \times \tan \beta$ 。

令 $K = F/A$, 即 $K = \frac{(G \times \cos \beta \times \tan \beta)}{G \times \sin \beta} = \frac{\tan \beta}{\tan \beta}$, 当 $K = 1$ 时, $\beta = \phi$, 该点处于一个极限平衡的状态; 当 $K < 1$ 时, $\beta < \phi$, 此时阻滑力小于滑力, 该点产生下滑作用, 坡面不稳定; 当 $K > 1$ 时, $\beta > \phi$, 此时阻滑力大于滑力, 该点无其它外力的情况下, 不会产生下滑作用, 坡面稳定。

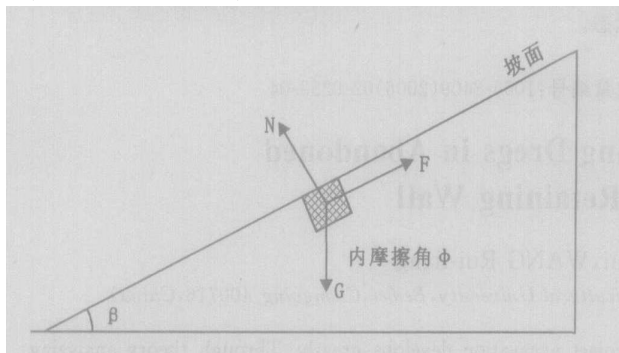


图 1 坡面某点土结构受力分析示意图

因此, 要使坡面稳定, 首先应该保证堆渣坡面的坡度 β 小于土壤内摩擦角 ϕ 。在实际情况下, 基本上没有无黏性土存在, 而黏性土的阻滑力 F_1 较同类无黏性土的阻滑力 F 还要大:

$$F_1 = F + c$$

式中: c ——土壤的黏聚力。

可见, 只要保证堆渣坡面的坡度 β 小于土壤内摩擦角 ϕ , 坡面就能保证稳定状态。但是, 以上对堆渣坡面的稳定分析是在无其它外力情况下推算的, 并不能说只要弃渣的坡度 $\beta < \phi$, 就可以不设置任何的水土保持措施。相反, 对弃渣场采取拦挡的工程措施是必需的。在工程施工过程中, 挖方的临时堆放, 在少暴雨和少大风的情况下, 在其堆放坡度小于 ϕ 的情况下, 可以节约一定临时拦挡措施费用。

2.2 堆渣坡面稳定性分析

世界各国测定土壤抗剪强度的常用仪器有: 直接剪切仪、三轴压缩仪、无侧限压力仪等, 最简单和常用的是应变控制直接剪切仪^[6]。应变控制直接剪切仪包括剪切盒、垂直加荷设备、剪切传动装置、测力计和位移量测系统。实测结果得到剪应力 τ 和法向应力 σ 的线形关系: $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$ (如图 2), 其中 ϕ 就是土壤内摩擦角。

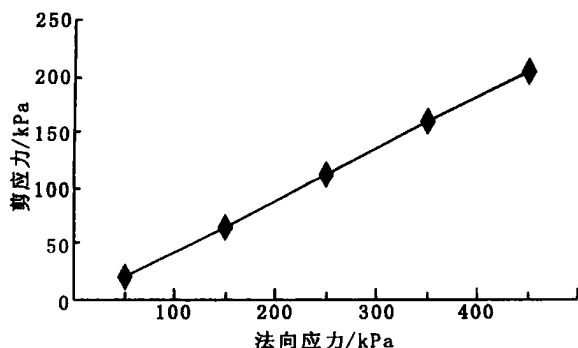


图 2 剪应力与法向应力的关系

根据相关资料和实地调查, 工程沿线土壤以水稻土和紫色土为主。利用应变控制直接剪切仪对采取土样进行实测, 得到: $\tau = \sigma \cdot \tan 18^\circ + 20$, 即土壤内摩擦角为 18° 。

根据上述分析, 初设堆渣坡度 $\beta = 12^\circ = 18^\circ$, 坡面能够达到稳定。

3 挡渣墙的稳定性分析

弃渣场必须设计挡渣墙, 而且应该在堆放弃渣之前, 修好挡渣墙, 做到先挡后弃。挡渣墙一般为混凝土或石料结构, 其具有一定的重量和体积, 因此在修建之前又必须考虑其稳定性。挡渣墙的不稳定性主要有 3 种情况: 滑动、倾覆和塌陷^[5]。

3.1 抗滑分析

一个挡渣墙主要受自重 G 、主动土压力 P_a 和被动土压力 P_p 以及地基对挡渣墙的摩擦阻力 F (需要计算, 在图中未表示出来), 如图 3。主动土压力 P_a 是挡渣墙背后填土对挡渣墙的推动力, 而被动土压力 P_p 是挡渣墙前面填土对挡渣墙的阻力, 因此在抗滑稳定分析中, 不考虑 P_p 。

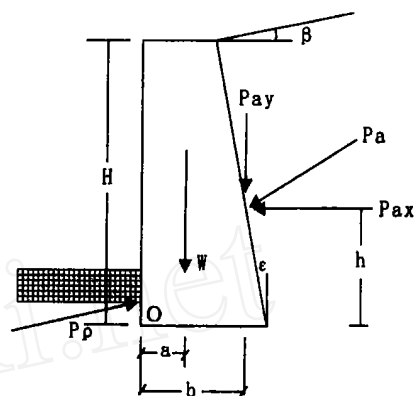


图 3 抗滑移和抗倾覆稳定性分析示意图

目前, 对土压力的计算, 运用得比较广的是法国学者库仑在 1776 年提出来的库仑土压力理论, 该理论充分考虑了墙背倾角 ϵ 和墙与填土的摩擦角 δ , 适用范围较广^[6]。但是库仑土压力理论有一个缺点: 要求填土为理想散粒体, 即其黏聚力 $c = 0$, 而这样的土体在现实中是没有的。工程中, 常采用等值内摩擦角法, 将 c 折算成内摩擦角, 再用库仑土压力理论进行计算, c 折算值可查相关资料。

首先对挡渣墙在水平方向 (滑动方向) 上进行受力分析: 滑动力, 主要是 P_a 在水平方向上对挡渣墙的力 P_{ax} ; 阻滑力 (不考虑 P_p), 主要是地基对挡渣墙的摩擦阻力 F , F 是自重 W 和 P_a 在竖直方向上分力 P_{ay} 之和与地基摩擦系数 u 的乘积, 即 $F = (W + P_{ay}) \times u$ 。

根据库仑土压力理论, 主动土压力 $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$ 。

式中: γ ——土壤的重度, kN/m^3 , 根据项目区土壤情况 γ 取 $18.5 \text{ kN}/\text{m}^3$; H ——挡渣墙高度, 3 m ; K_a ——主动土压力系数, 与土壤内摩擦角 ϕ 、黏聚力 c 、墙背倾角 ϵ 、墙摩擦角 δ 以及填土坡度 β 有关, 通过查表取 0.68 。带入数据得 $P_a = 56.61 \text{ kN}$ 。

根据上述挡渣墙的初设情况, 挡渣墙重度 $\gamma_1 = 24 \text{ kN}/\text{m}^3$, 墙自重 $W = (1 + 1.5) \times 3 \times 24/2 = 90 \text{ kN}/\text{m}$ 。

抗滑分析:

$$K_s = \text{阻滑力} / \text{滑力} = \frac{(W + P_{ay}) \times u}{P_{ax}}$$

式中: K_s ——抗滑稳定安全系数; P_{ax} ——主动土压力的平分力, kN/m , $P_{ax} = P_a \times \sin(\epsilon + \delta)$; P_{ay} ——主动土压力的竖直分力, kN/m , $P_{ay} = P_a \times \cos(\epsilon + \delta)$; W ——挡渣墙自重, kN/m , 取 $18.5 \text{ kN}/\text{m}$; u ——基底摩擦系数, 根据项目区地质状况 u 取 0.60 。

$$\text{带入数据 } K_s = \frac{(90 + 56.61 \times \sin 30^\circ) 0.6}{56.61 \times \cos 30^\circ} = 1.45 \quad 1.3$$

时, 挡渣墙能够稳定, 不会发生滑动危险。

3.2 抗倾覆分析

抗倾覆稳定验算以墙趾 O 点取力矩进行计算, 主动土压力的水平分力 P_{ax} 乘以力臂 h 为使挡土墙倾覆的力矩; 主动土压力的竖向分力 P_{ay} 乘以力臂 b 与墙自重 W 乘以力臂 a 之和为抗倾覆力矩 (如图 3)。

抗倾覆分析:

$$K_t = \text{抗倾覆力矩/倾覆力矩} = \frac{(W \times a + P_{ay} \times b)}{P_{ax} \times h}$$

式中: K_t ——抗倾覆稳定安全系数; a 、 b 、 h ——分别为 W 、 P_{ay} 、 P_{ax} 对 O 点的力臂, m。

根据力学的知识可知, $a = 0.41$ m, $b = 1.34$ m, $h = 1$ m。

$$\text{当 } K_t = \frac{(90 \times 0.41 + 56.61 \times \sin 30^\circ \times 1.34)}{56.61 \times \cos 30^\circ \times 1.0} = 1.53 \quad 1.0$$

5 时, 挡渣墙能够稳定, 不会产生倾覆危险。

3.3 抗塌陷分析

挡渣墙的设计, 必须考虑其自重带来的地基承载能力问题, 如果墙身设计过重, 不仅费材料, 而且可能造成地基塌陷。

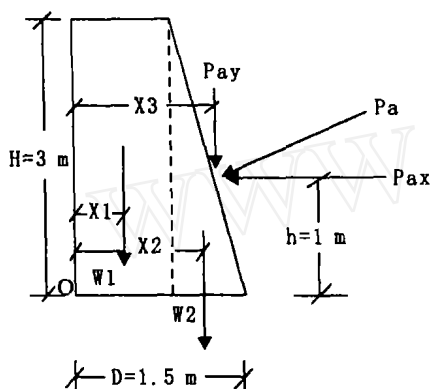


图 4 抗塌陷分析受力示意图

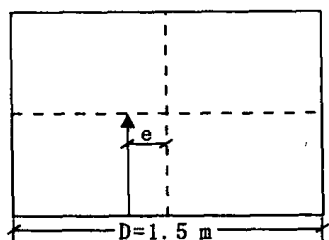


图 5 挡渣墙底部偏心距示意图

由于一般的挡渣墙都不是规则的矩形, 因此其对地基的压力存在一个偏心距 e , e 的存在使墙体给地基的压力形成一个最大应力 σ_{\max} 和最小应力 σ_{\min} , 使地基承载能力的验算分析比较复杂。挡土墙的自重、土压力以及挡土墙下底的宽度都对偏心距 e 产生影响 (如图 4 和 5)。

(I) 偏心距计算

由于墙体不规则, 因此墙体对基底的应力的作用点不在基底的中心, 存在一个偏心距 e , 使地基偏心受压。仍以墙趾 O 点取力矩进行计算, 顺时针力矩为负, 逆时针力矩为正。将墙体自重分为 W_1 和 W_2 两部分。 e 等于 $D/2$ 加上各力矩除以墙体自重 W 之商。即:

$$e = \frac{D}{2} + \frac{P_{ax} \times h}{W} - \frac{P_{ay} \times X_3}{W} - \frac{W_1 \times X_1}{W} - \frac{W_2 \times X_2}{W}$$

由力学理论可知, $D = 1.5$ m, $h = 1.0$ m, $X_1 = 0.5$ m, $X_2 = 1.16$ m, $X_3 = 1.34$, 可计算出 $e = 0.241$ m。

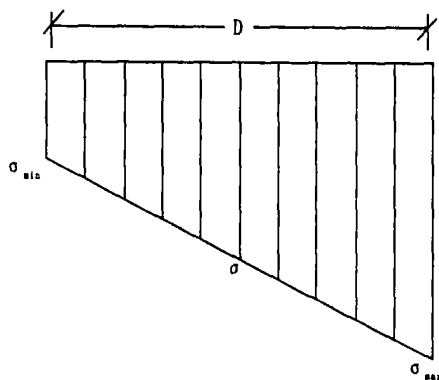


图 6 基底应力分布示意图

(II) 基底应力计算

由于存在偏心距 e , 故地基偏心受压, 其压力分布不均匀 (如图 6), 存在一个最大应力 σ_{\max} 和最小应力 σ_{\min} 。

根据土力学的知识, 可得

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{W}{D} (1 \pm \frac{6e}{D})$$

$$\sigma_{\max} = 117.84 \text{ kPa}, \sigma_{\min} = 2.16 \text{ kPa}$$

(III) 抗塌陷稳定条件

要使地基稳定, 必须同时满足两个条件。

$$\begin{cases} \frac{1}{2} (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \leq f \\ \sigma_{\max} \leq 1.2f \end{cases}$$

式中: f ——地基承载力, kPa, 根据项目区情况和相关资料, 取 180 kPa。

检验之, $1/2 (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = 60 \text{ kPa} < f = 180 \text{ kPa}$, $\sigma_{\max} = 117.84 \text{ kPa} < 1.2f = 216 \text{ kPa}$, 能够满足抗塌陷的稳定性要求。

因此, 综合以上抗滑移、抗倾覆、抗塌陷三个方面的稳定性分析, 本方案中所设计的挡渣墙能够达到稳定。

4 小 结

(1) 弃渣场的堆渣坡度 β 小于土壤内摩擦角 ϕ 时, 此时阻滑力大于滑力, 该点无其它外力的情况下, 不会产生下滑作用, 坡面稳定。因此, 当堆渣坡度 $\beta < \phi$, 可以有效减小一部分挡渣墙后填土对其的主动土压力, 减小挡渣墙的设计难度; 而对于施工中, 挖方的临时堆放, 使 $\beta < \phi$, 在基本无暴雨或大风季节。

可不需要临时拦挡措施。但是, 在永久性弃渣场, 挡渣墙等工程是必需的, 而且应该“先挡后弃”。

(2) 通过抗滑分析和抗倾覆分析可得出, 采用俯斜式挡渣墙 (如图 3), 其主动土压力 P_a 有一个竖直向下的分力 P_{ay} , 该分力是可产生一个阻滑力和抗倾覆力矩, 有利于挡渣墙的稳定性, 因此俯斜式的挡渣墙在水土保持应用比较广泛。

(3) 增大挡渣墙的设计尺寸 (高度和底宽), 可以使弃渣场堆放更多的弃渣, 也可以增大墙体的抗滑和抗倾覆的能力, 但是同时也往往会增大基底应力, 易使地基产生塌陷。因此, 挡渣墙的设计必须同时兼顾抗滑、抗倾覆、抗塌陷三方面的能力。只有这三个方面的稳定性达到了要求, 挡渣墙才是稳定的。

参考文献:

- [1] 徐永年, 田卫宾 开发建设项目弃渣场设计及防洪问题[J]. 中国水土保持, 2003, (2): 23- 24
- [2] 王禹生, 万彩兵 开发建设项目弃渣场设计探讨[J]. 人民长江, 2004, 35(4): 11- 13
- [3] 孙大伟, 郎小燕 赵山渡水土保持工程中弃渣场的布置及防护[J]. 水土保持科技情报, 2002, (1): 36- 38
- [4] 操昌碧 水利水电工程弃渣场水土保持工程措施研究[J]. 水电站设计, 2001, 17(4): 39- 41.
- [5] 黄太华, 袁健 关于重力式挡土墙截面尺寸确定方法的探讨[J]. 岩土工程技术, 2004, 18(5): 242- 243
- [6] 陈希哲 土力学地基基础[M]. 北京: 清华大学出版社, 1998 169- 198

(上接第 194 页)

型。根据表 3 采用不同入渗模型拟合相关系数 R 的大小, 可以判断对于林地土壤, Philip 公式比 Horton 公式拟合效果更好。而对于农地土壤, 采用 Horton 公式模拟效果更好。运用入渗模型模拟要优于直接幂函数回归。不同地类入渗模型见表 3。运用入渗模型将不同林分的入渗过程绘于图 2, 由图 2 可知, 灌木林的入渗性能要远好于其它林分, 农耕地的初渗速率虽然相当大, 但其稳渗速率明显降低, 这与农耕地受人为活动干扰直接有关。

表 3 不同林分土壤入渗模型的参数

林分	Philip 公式			幂函数			Horton 公式			
	<i>S</i>	<i>A</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>R</i>	<i>f_o</i>	<i>f_c</i>	<i>k</i>	<i>R</i>
针阔混交林	6 711	0 347	0 947	2 547	0 273	0 895	1 425	0 740	0 036	0 945
常绿阔叶林	3 242	0 407	0 991	1 361	0 599	0 978	1 000	0 550	0 035	0 843
楠竹林	10 196	0 429	0 987	4 436	0 339	0 971	2 878	0 920	0 043	0 866
灌木林	25 010	0 200	0 969	20 988	0 190	0 942	20 891	10 160	0 103	0 792
农地	26 870	2 655	0 901	29 850	0 660	0 788	18 406	0 253	0 061	0 978

由表 4 总入渗量的计算可以看出, 林地所采用的 Philip 模型和农地采用 Horton 模型, 模拟的效果误差较小。在 120 min 中入渗中, 灌木林的累计入渗量要远大于其它各种林分, 楠竹林要好于针阔混交林, 阔叶林的累计入渗量最少。

表 4 不同林分土壤入渗模型

林分	入渗模型	累积入渗量公式
针阔混交林	$f = \frac{1}{2} \times 6 711 t^{\frac{1}{2}} + 0 347$	$F = 6 711 t^{\frac{1}{2}} + 0 347 t$
常绿阔叶林	$f = \frac{1}{2} \times 3 242 t^{\frac{1}{2}} + 0 407$	$F = 3 242 t^{\frac{1}{2}} + 0 407 t$
楠竹林	$f = \frac{1}{2} \times 10 196 t^{\frac{1}{2}} + 0 429$	$F = 10 196 t^{\frac{1}{2}} + 0 429 t$
灌木林	$f = \frac{1}{2} \times 25 010 t^{\frac{1}{2}} + 0 200$	$F = 25 010 t^{\frac{1}{2}} + 0 200 t$
农地	$f = 0 253 + 18 156 e^{-0 0606 t}$	$F = 0 253 t + (18 406 - 0 253) \times (1 - e^{-0 0606 t}) / 0 0606$

4 结 论

(1) 重庆缙云山 4 种典型林分林地土壤的快速度贮水量 (即非毛管暂时滞留水) 是农地的 1.3~ 2 倍, 林地土壤非毛管贮水量的大小顺序均为灌木林 (171. 27 mm) > 针阔混交

林 (142. 98 mm) > 阔叶林 (128. 22 mm) > 楠竹林 (124. 41 mm)。

(2) 4 种典型林分林地土壤稳渗率的顺序为: 灌木林 (10. 169 mm/m in) > 楠竹林 (9. 927 mm/m in) > 混交林 (9. 743 mm/m in) > 阔叶林 (9. 551 mm/m in) > 农地 (9. 253 mm/m in)。

表 5 典型入渗曲线模型计算的 120 min 累计入渗量与实测值比较

林分	实测值 /mm	模型计算值 /mm	与实测值 之差/%
针阔混交林	114. 43	115. 16	0. 6
常绿阔叶林	85. 66	84. 35	- 1. 5
楠竹林	159. 23	163. 17	2. 5
灌木林	1372. 64	1377. 97	0. 4
农地	300. 99	329. 71	9. 5

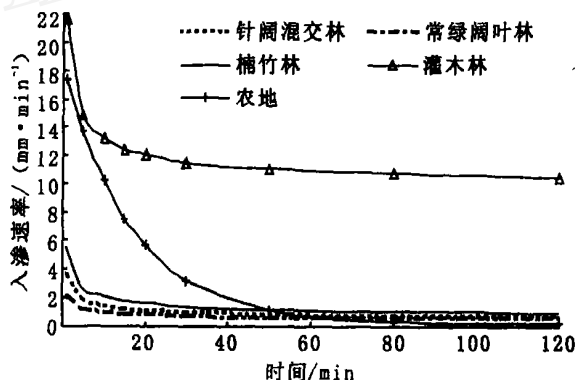


图 2 不同林分林地土壤入渗过程

(3) 根据 2 种不同入渗模型拟合相关系数 R 的大小, 可以判断对于林地土壤, Philip 公式比 Horton 公式拟合效果更好。而对于农地土壤, 采用 Horton 公式模拟效果更好。运用入渗模型模拟要优于直接幂函数回归。

(4) 4 种典型林分总入渗量的计算可以看出, 林地所采用的 Philip 模型和农地采用 Horton 模型, 模拟的效果误差较小。在 120 min 中入渗中, 灌木林的累计入渗量要远大于其它各种林分, 楠竹林要好于针阔混交林, 阔叶林的累计入渗量最少。

参考文献:

- [1] 于志明, 王礼先 水源涵养林效益研究[M]. 北京: 中国林业出版社, 1991. 44- 57.
- [2] 吴长文, 王礼先 林地土壤的入渗及其模拟分析[M]. 水土保持研究, 1995, 2(1): 71- 75
- [3] 刘玉成, 钟章成, 等 缙云山自然保护区植被概况[A]. 见: 钟章成 常绿阔叶林生态学研究[M]. 重庆: 西南师范大学出版社, 1988 315- 326
- [4] 周利军 三峡库区典型林分林地土壤抗蚀抗冲性研究[J]. 水土保持研究, 2006, 13(1): 186- 188
- [5] 余新晓, 张建军, 朱金兆 黄土地区防护林生态系统土壤水分条件的分析与评价[J]. 林业科学, 1996, 32(4): 289- 296
- [6] 李香兰 黄土高原不同林型对土壤物理性质的影响[J]. 林业科学, 1992, 28(2): 98- 105
- [7] 张万儒, 许本彤 森林土壤定位研究方法[M]. 北京: 中国林业出版社, 1986 30- 36
- [8] 雷志栋, 等 土壤水动力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1988 77- 130