

文章编号: 1004-0609(1999)03-0672-05

排土场基底承载力与极限堆高^①

贺跃光^{1,2} 颜荣贵¹ 曾卓乔²

(1. 长沙矿冶研究院, 长沙 410012;

2. 中南工业大学资源、环境与建筑工程学院, 长沙 410083)

摘要: 从表土基底厚度及与土场废石接触条件出发, 论述了土场荷载作用下平缓表土基底作用机制, 导出了临界表土厚度 h_m 及确定土场极限堆高的方法与公式, 指出了现用方法只是其中特例, 并简要介绍了两个成功的工程应用实例。

关键词: 排土场; 极限堆高; 临界厚度

中图分类号: TD854.6

文献标识码: A

随着高台阶排土技术的发展, 许多矿山都在利用有利条件提高土场堆高, 建设数亿 m^3 级超大型土场, 以期取得更大效益。

土场堆高与稳定性紧密相关^[1]。对于那些有可能促成内部滑坡或沿倾斜基底接触面滑坡的土场, 其堆高可与土场稳定性分析一起考虑^[5~6]; 对于平缓基底土场, 基底往往由或薄或厚表土及基岩组成, 土场堆高主要决定于基底承载能力。目前, 人们仅从基底表土层的变形与承载能力来确定土场堆高, 实践已表明, 这在许多场合会得出错误结论, 从而延误工程进展并造成巨大经济损失。基于这种现状, 急需从土场基底承载机制出发, 研究表土基底变形、破坏直至底鼓而导致土场破坏失稳的全过程。本文针对现有公式的缺陷, 着重研究了表土层厚度的影响; 从土场底部废石接触状态的关键作用出发, 建立了确定土场极限高度的通用方法与算式; 指出了现在国内外通用方法与算式只是在厚层表土基底条件下的特例。据此, 已成功地使厂坝七架沟排土场台阶高度由 200m 提高到 400m, 南芬庙儿沟排土场堆高由 98m 增至 280m, 分别获 1.08 亿元及 10.3 亿元经济效益。

1 现用土场极限堆高计算方法及应用状况

我国土场工程研究始于本世纪 80 年代, 直到目前国内外平缓基底土场堆高均用基底表土变形与承载力来确定^[3, 5, 8]。在土场散体自重荷载作用下, 基底表土层压缩变形为

$$\Delta h = ahH \gamma / (1 + e_1) \quad (1)$$

式中 a 为基底表土压缩系数, e_1 为孔隙比, 为土场堆高, γ 为散体密度, h 为土层厚度。

当相对变形 $\Delta h/h$ 达 15% ~ 20% 时, 表土层破坏^[3, 4], 并以此来确定土场堆高 H 。

在土场荷载作用下, 由基底表土层内摩擦角 φ 和内聚力 C 等可导出极限承载能力 P_0 为^[1, 2]

$$P_0 = H \gamma = \frac{10.2\pi \cdot C \cdot \tan \varphi}{\cot \varphi + \frac{\pi \varphi}{180} - \frac{\pi}{2}} \quad (2)$$

式中 H , γ 同式(1)。

由式(1)或式(2)往往可以得出相吻合的结果。

80 年代初, 我国首先在永平铜矿西北部

① 收稿日期: 1998-10-05; 修回日期: 1999-05-20 贺跃光(1966-), 男, 高级工程师, 硕士

排土场及南部排土场、厂坝七架沟排土场进行土场稳定性研究,进行了土场基底承载能力与土场极限堆高探讨;其后,朱家包包铁矿排土场、南芬露天铁矿各排土场、水厂铁矿候台子排土场及印子峪排土场、潘洛铁矿排土场、涟邵矿务局煤矿矸石山等相继开展工程科研或工程处理。实践表明,对于许多超大型高台阶排土场,利用式(1)或式(2)来确定土场极限堆高往往会得出错误结论,从而造成巨大经济损失,分析其原因可得出如下结论:

(1) 两公式中土场极限堆高 H_m 均与表土层绝对厚度 h 无关,土场极限高度 H 的确定没有反映表土厚度 h 的作用,这是根本的缺陷。

(2) 两公式把表土层破坏与土场破坏两者等效,而土场破坏又与土场极限堆高确定相对应。因而由表土层破坏直接来确定土场堆高,实践发现两者不总是等同的,只有当表土层底鼓破坏土场时才能由此确定土场极限堆高,其关键是机制研究问题。

(3) 只有既考虑表土层厚度又考虑表土与土场底部废石接触条件,才能正确认识废石排放引起的从基底破坏到土场破坏的全过程,从而导出确定土场极限高度的方法与公式,这不同于一般构筑物基础与表土地基间的相互作用。

2 基底表土冲剪破坏与表土挤入废石厚度 h_0

土场作为一种特殊工程体,其极限堆高 H_m 与基底表土变形、承载能力间的关系式(1)及式(2),显然是在构筑物与表土地基间相互作用基础上导出的,但土场底部废石与表土基底间的作用与之不完全相同。

构筑物的地基表土可视为弹性、连续、水平各向同性、处于静力平衡状态。当荷载完全柔性时,地基土表面压力等于荷载强度;当基础刚性,变形均匀,粘性土压应力分布呈边缘大、中央小的马鞍形,而砂性土压应力呈中央大、边缘为零的抛物线形。在这种接触条件

下,应力应变分布使地基土变形与承载力控制了构筑物稳定性,当表土变形或承载力超限,必然使上部构筑物破坏。地基破坏等同于构筑物破坏,对于重要构筑物,把地基远未破坏变形的受力状态规定为构筑物的安全限值。排土场不同于一般构筑物,它是以人工排入形式把形状、大小各异的废石块在自重作用下堆积于或薄或厚的表土基底上,它是一个特殊工程体:杂乱无章的离散分布废石块承受上部堆体荷重,又以各不相同的应力集中系数作用于下伏表土基底,故土场底部废石与基底表土间接触是不连续的、离散呈蜂窝状、刚性与塑性体间嵌合式接触。这种接触又是由废石排放逐步形成。

随着土场加高及荷载增加,在较低承载力下基底表土发生冲剪破坏,其特征是破坏面的轮廓不明显,在废石底下的土体竖向压缩显著,两侧的表土扰动极小,相当于表土挤入土场底部废石间的孔隙中。冲剪破坏并不影响土场废石骨架承受土场散体荷载的总格局,也不会导致土场滑坡与失稳^[3, 4]。冲剪破坏时表土强度指标 C^* 和 φ^* 与整体剪切破坏时相应强度指标 C 和 φ 具有下列关系:

$$C^* = 0.67C; \varphi^* = \arctan(0.67 \tan \varphi)$$

冲剪破坏导致表土挤入废石间隙的量主要决定于废石体孔隙比 e_1 或孔隙率 n 。上挤表土由接触面向上逐层上升,可把土场底部废石体平均粒径作为统计意义上的层高。表土由散体中的下一层挤到上一层决定于层间孔隙通道的出现概率,上挤力只用于克服废石骨架摩擦阻力。很显然,通道出现概率与废石平均粒径同表土平均粒径比值以及废石散体均匀度等密切相关。对于出现的最小概率可按 $n_i n_{i+1}$ 来考虑,并按 0.01 的工程精度要求来确定表土上挤的废石层数 m ; 对于通道出现的最大概率可视各层间孔隙都相通,以上挤力与阻力相平衡来确定上挤废石层数,实际表土上挤高度在上述两者之间。按上述分析可知,表土挤入土场底部废石中的量相当于接触面积相同的等量表土厚度的最小值 h_{0min} , 即

$$h_{0\min} = \sum_{i=1}^m d_m \left[\frac{e_1}{1+e_1} \right]^m \quad (3)$$

且

$$\left[\frac{e_1}{1+e_1} \right]^{m+1} < 0.01 \quad (4)$$

式中 d_m, e_1, m 分别为土场底部废石平均粒径、孔隙比、废石层层数。

等量表土厚度的最大值 $h_{0\max}$ 为

$$h_{0\max} = m d_m \left[\frac{e_1}{1+e_1} \right] \quad (5)$$

且

$$\left[\frac{e_1}{1+e_1} \right]^{m+1} < 0.01$$

则等量表土厚度 h_0 介于上述两者之间,

即

$$h_{0\min} < h_0 < h_{0\max} \quad (6)$$

3 基底表土整体剪切破坏与底部临界厚度 h_m

基底表土进入局部剪切破坏状态以后, 随堆高增加, 土场稳定性依次出现下列情况^[6~8]。

(1) 基底表土层厚度 h 小于土层挤入底部废石等量厚度 h_0 时, 称为极薄表土基底。当土场荷载使基底表土进入整体剪切破坏以前, 荷载已通过废石骨架直接作用于土层下伏基岩。土场堆高完全决定于基岩承载力, 表土层不起作用。

(2) 当表土层厚度 $h = h_0$ 时, 称为临界薄表土层基底, 随土场增高, 表土承受如式(1)或式(2)所示极限荷载, 表土正好全部挤入土场, 土场荷载也直接作用于基岩, 情况同前。

(3) 当 $h > h_0$ 时, 土场高度等于式(1)或式(2)所示堆高, 此时, 挤入土场底部废石间隙中的表土已和底部废石构成废石混合体。当土场堆高继续增加, 土场荷载通过废石混合体作用于其下表土, 其下表土有两种运动趋向: 其一, 在超过本身强度荷载作用下, 通过废石体中原孔隙通道继续上挤。由于其会影响原结

构体平衡, 在不导致土场失稳前提下, 其上挤量很小, 可以忽略。其二, 使其在剪应力作用下, 向坡趾前缘底部上鼓。表土层内聚力 C 的作用, 只有当其下的表土层厚度超过临界厚度 h_m 并出现底鼓时才会实现。表土层底鼓临界厚度 h_m 可写成^[2]:

$$h_m = \frac{2C \cdot \tan \beta}{\gamma} \quad (7)$$

式中 C 为表土层内聚力, γ 和 β 分别为土场散体密度及总体边坡角。

(4) $h > h_0$ 可分为 $h < h_0 + h_m$ 及 $h > h_0 + h_m$ 两种情况。当 $h < h_0 + h_m$, 为薄表土基底, 在此条件下, 当土场堆高已超过式(1)或式(2)所得极限高度 H 时, 混合体以下表土不会进入整体剪切破坏阶段, 而是因其下伏坚硬基岩而强化, 不再出现底鼓, 土场不会失稳与破坏。当 $h > h_0 + h_m$, 为厚表土基底。土场堆高达式(1)或式(2)所示高度, 基底表土处于整体剪切破坏, 表土从土场坡趾前缘底鼓滑出^[4,9]。表土基底中剪应力最大值位于边坡中点下方, 剪切破坏与底鼓导致不均匀沉降, 土场边坡滑坡, 此时土场堆高可按式(1)或式(2)确定。

4 土场极限堆高确定程式与方法

土场极限堆高确定程式与方法如下。

4.1 相关资料收集与参数测试

主要包括土场、基底表土、基岩三个方面。土场设计堆高, 决定于总体坡角 β , 散体密度 γ , 底部废石平均粒径 d_m , 散体孔隙比 e_1 , 基底表土厚度 h , 内聚力 C , 内摩擦角 φ , 压缩系数 a , 孔隙比 e_2 , 风化基岩厚度, 岩性与风化程度, 软化系数, 强度与变形模量等。

4.2 表土类别判别

按式(3)~(6)求出挤入土场底部废石中等量表土厚度 $h_{0\max}$, $h_{0\min}$ 和 h_0 ; 再据式(7)求出表土层底鼓临界厚度 h_m 。按基底表土层厚度 h 确定表土类别: $h > h_0 + h_m$ 为厚表土层, $h = h_0 + h_m$ 为临界厚表土层, $h < h_0 + h_m$ 为薄表

土层。

4.3 薄表土基底

土场极限堆高由基岩决定,基岩承载力可取单轴抗压强度的 $1/3^{[4]}$,基岩变形决定于基岩变形模量与荷载。

4.4 临界厚表土层

可改变表土层属性或采取措施提高 h_m 值,使之变为薄表土基底,从而由基岩来决定堆高。

4.5 厚表土基底

土场极限堆高仍按式(1)或式(2)确定。

5 实例

5.1 厂坝七架沟土场堆高确定

厂坝七架沟土场,设计堆容 1.8 亿 m^3 ,基底比高 $230 \sim 460 \text{ m}$,某单位经长达4年研究,按式(1),(2)体系于1986年确定土场极限堆高不能超过 200 m ,据此设计并生产实施多年。1992年矿山成功实施了露天边坡控制大爆破,降低剥离标高 70 m ,大量剥离废石急待排放,急需建成 400 m 高台阶土场,否则会延误工期并增加排废公路建设费及排运费达 1.086 亿元 。长沙矿冶研究院等进行了确定土场堆高的研究,将原土场定为薄表土层土场,认为基岩具有足够承载能力。该土场于1992年形成 400 m 高台阶,一直安全生产。

5.1.1 参数确定

土场要求堆高 400 m ,总体坡角 $\beta = 34^\circ$,散体密度 $\gamma = 2.05 \text{ t/m}^3$,底部废石平均粒径 $d_m = 53 \text{ cm}$,孔隙比 $e_1 = 0.52$ 。基底表土层厚度 $h = 0.3 \sim 0.4 \text{ m}$,主沟沟口处 $h = 1.5 \sim 4.0 \text{ m}$,压缩系数 $a = (0.017 \sim 0.021) \text{ cm}^2/\text{kg}$,孔隙比 $e = 0.63$,内摩擦角 $\varphi = 32^\circ$,内聚力 $C = (0.014 \sim 0.032) \text{ MPa}$ 。表土下为风化石英片岩与结晶灰岩,厚度 $2.0 \sim 2.2 \text{ m}$,考虑风化及软化系数后的单轴抗压强度 $\sigma_c = 68.9 \text{ MPa}$,变形模量 $E = (1.5 \sim 3.2) \times 10^5 \text{ MPa}$ 。

5.1.2 基底表土类别属薄层

由式(3)~(6)可计算出, $0.272 \text{ m} < h_0 <$

2.120 m ,按式(7)可得 $2.02 \text{ m} < h_m < 4.63 \text{ m}$,则 $2.292 \text{ m} < h_0 + h_m < 6.750 \text{ m}$ 。

土场区 $h = 0.3 \sim 0.4 \text{ m}$,主沟沟口 $h = 1.5 \sim 4.0 \text{ m}$,只要控制主沟沟口设计范围,则 $h < h_0 + h_m$,属薄层表土基底。

5.1.3 土场极限堆高决定于基岩承载力

土场 400 m 堆高荷载 $\sigma_0 = 8.2 \text{ MPa}$,取基岩强度为 $\sigma_c/3 = 23 \text{ MPa}$,则 $\sigma_0 < \sigma_c/3$,基岩承载力足够;又求得风化基岩压缩变形量为 8 mm ,即为 0.4% ,远小于 $15\% \sim 20\%$,基岩稳定,可建设 400 m 高台阶土场,已为矿山生产所证实。

5.2 南芬庙儿沟土场堆高确定

南芬矿二期扩帮项目是国家“八五”建设重点工程,庙儿沟土场建设与庙儿沟改道又是工程关键。庙儿沟土场占地 5.8 km^2 ,设计堆容 2.2 亿 m^3 ,下游端堆高 280 m ,按目前土场极限高度由基底表土承载力确定的算式(1)及(2)计算,则在饱水时土场极限堆高为 $50 \sim 60 \text{ m}$,在干燥条件下为 $90 \sim 106 \text{ m}$,不能建成此排土场,也无法进行二期扩帮工程。1991年底,长沙矿冶研究院、本溪钢铁公司等协同进行研究,确定该土场为薄表土基底,基岩承载,可建成 280 m 高排土场。1995年底该项目通过国家鉴定,经济效益高达 10.4 亿元 。

5.2.1 相关参数

土场设计堆高 280 m ,总体坡角 $\beta = 32^\circ$,散体密度 $\gamma = 2.05 \text{ t/m}^3$,底部废石平均粒径 $d_m = 328 \text{ mm}$,孔隙比 $e = 0.52$ 。基底表土层不连续,厚度 $h = 0.5 \sim 1.0 \text{ m}$ 。饱水时, $C = (0.012 \sim 0.015) \text{ MPa}$, $\varphi = 28^\circ \sim 29^\circ$;干燥条件下, $C = (0.021 \sim 0.024) \text{ MPa}$, $\varphi = 30^\circ \sim 31^\circ$,其下表层基岩微风化,厚层长石石英片岩, $\sigma_c = 102.7 \text{ MPa}$, $E = (1.5 \sim 2.53) \times 10^5 \text{ MPa}$ 。

5.2.2 基底表土为薄层

按式(3)~(7)计算可得: $2.04 \text{ m} < h_0 + h_m < 3.92 \text{ m}$,与实际上不连续分布的表土层厚度 $h = 0.5 \sim 1.0 \text{ m}$ 相比较, $h < h_0 + h_m$,为薄基底表土层,不能由式(1)或式(3)来确定土场极限堆高,应由表土以下基岩性态来确定土场堆

高。

5.2.3 土场堆高确定

设计土场堆高 280 m, 基底表土承受荷载 $P_0 = 5.74 \text{ MPa}$, 基岩抗压强度 $\sigma_c = 102.7 \text{ MPa}$, 可用强度 $\sigma = \sigma_c / 3 = 34.2 \text{ MPa}$, 由 $P_0 < \sigma$ 知, 基岩承载能力足够。只要其他条件适宜, 土场堆高还能大幅度增加, 相对变形量级在 1×10^{-3} , 基底稳定, 土场稳定。与极限平衡分析、弹塑性有限元分析得出的结论完全一致, 并已作为设计依据指导土场工程实践。

6 结语

从排土场荷载作用下的基底表土受荷、变形、冲剪破坏与表土上挤、整体剪切破坏与表土底鼓、土场失稳全过程研究出发, 根据土场、表土、基岩相关性质来确定 $h_0 + h_m$ 值, 并依此划分基底表土层类别与相应土场极限高度确定方法, 解决了平缓基底土场高度确定程序、方法与算式, 并使目前沿用方式与算式成为其中一种特例, 完善了土场堆高确定体系, 促进了高台阶排土技术发展, 满足了国内众多超大型土场要求大幅度增高扩容的生产急需。

REFERENCES

1 Liao Guohua(廖国华) and Pan Changliang(潘长良).

Slope Stability(边坡稳定). Beijing: Metallurgical Industry Press, 1995: 150~165.

2 Zhao Pennian(赵彭年). Loose mass mechanical(松散介质力学). Beijing: Earthquake Press, 1995: 101~160.

3 Hong Yukang(洪毓康). Soil Science and Soil Mechanics. Beijing: People Communication Press, 1995: 53~80.

4 Zhang Jianfeng(张剑峰) and Tong Yixiang(童翊湘) transl. Geotechnical Engineering investigation and desingn manual(工程地质力学调查及设计手册). Beijing: Water Resources and Hydropower Press, 1992: 89~106.

5 Su Wenxian(苏文贤). In: Proceedings of the 4th National Annual Conference of Mining(第四届全国采矿学术会议论文集): Nanjing, 1993, 440~449.

6 Cai Wengui(曹文贵) and Yan Ronggui(颜荣贵). Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering(岩石力学与工程学报), 1995, 14(4): 320~329.

7 Yan Ronggui(颜荣贵) and Liu Wenyu(刘文钰). Nonferrous Metals(有色金属), 1997, 49(4): 1~5.

8 Shen Zhujiang(沈珠江), Chinese Journal of Geotechnical Engineering(岩土工程学报), 1998, 20(4): 82~86.

9 Zhou Changshou(周昌寿) and Zhang Cuanyi(张传义). Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering(岩石力学与工程学报), 1991, 10(3): 219~226.

Bearing capacity of dump substrate and limiting dump height

He Yueguang^{1,2}, Yan Ronggui¹, Zen Zhuoqiao²

1. Changsha Research Institute of Mining and Metallurgy, Changsha 410012, P. R. China

2. Central South University of Technology, Changsha 410083, P. R. China

Abstract: The action mechanism of the load of a dump on a flat surface soil substrate was discussed, according to the thickness of surface soil substrate and the conditions under which it contacts with waste rocks. An equation for critical surface soil thickness, h_m and equation for determing the limiting height of a waste dump were derived. It was pointed out that the existing equation is a special example among them. Finally, two suceessful examples were presented in detail.

Key words: rock disposal dumps; limit height; critical thickness

(编辑 何学锋)