

建筑技术

# 考虑抗剪强度、渗流作用的基坑 抗突涌公式分析

刘志荣<sup>1</sup> 马淑芝<sup>1</sup> 杨跃<sup>2</sup> 王建平<sup>1</sup>

(中国地质大学(武汉)工程学院<sup>1</sup>, 武汉 430074; 成都理工大学 地球科学学院<sup>2</sup>, 成都 610059)

**摘要** 传统的基坑抗突涌验算有一定的局限性, 验算的偏保守带来了设计的不合理。从基坑坑底土体自身的抗剪力、基坑坑底土体渗流特征出发, 推导出了新的基坑抗突涌验算公式。并考虑了基坑坑底土体自身的特征, 从基坑坑底土体有无吸附能力方面, 深入讨论了吸附作用对基坑坑底土体有效浮重度、有效渗透力的影响。考虑到基坑坑底土体应视作弱透水层, 为了工程的安全, 取用了  $k = k_2 = 1$ 。最后通过实例证明, 新的抗突涌验算公式比传统的土压力平衡法符合实际情况。

**关键词** 基坑 浮重度 抗剪力 渗流力 吸附作用

**中图分类号** TU 443; **文献标志码** A

当基坑下有承压水存在时, 开挖基坑减小了含水层上覆不透水层的厚度, 在厚度减小到一定程度时, 承压水的水头压力能顶裂或冲毁基坑底板, 造成基坑突涌现象。随着近年来, 我国地下轨道交通、人防工程等基础设施的快速发展, 深基坑工程日益增多, 深基坑开挖施工的地质条件和环境也日益复杂, 其工程事故也日益增多, 由此带来的损失也越来越大, 而在深基坑工程中, 由于底部承压水而产生的事故占很大一部分, 承压水处理难度大, 并且处理不当造成的后果严重, 是基坑设计的重点。

现在在基坑设计中普遍使用的基坑抗突涌验算方法——土压力平衡法, 即用基坑底板的土重来平衡承压水压力。

$$K = \frac{h\gamma}{H_w\gamma_w} \geq 1.1 \quad (1)$$

式(1)中,  $h$  为基坑底板的厚度;  $\gamma$  为基坑底板隔水层的重度;  $H_w$  为承压水水头高度;  $\gamma_w$  为水的重度(如图1);  $K$  为安全系数, 一般要大于 1.2<sup>[1]</sup>

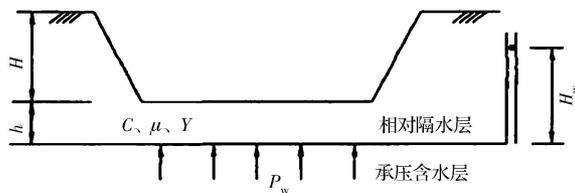


图1 基坑断面图

上述验算公式中, 基坑底板相对隔水层只考虑了自重压力, 承压水也仅仅考虑了承压水的顶托压力, 而基坑底板相对隔水层土层自身的抗剪强度、基坑底板相对隔水层并不是完全的隔水层等诸多因素并未考虑, 导致验算的结果往往偏于保守。根据以往大量的工程实例<sup>[2,3]</sup>, 按照式(1)进行验算会发生突涌, 但往往偏于安全。导致设计过程中, 过多了考虑了安全因素, 造成减压井的布置不合理, 既造成了一定的浪费又会对基坑控制沉降带来困难。

因此, 本文基于土体抗剪理论及渗流理论, 提出新的基坑抗突涌验算公式, 并进行实例验证。

## 1 考虑基坑底板土体抗剪强度的抗突涌验算公式

取基坑底板进行受力分析, 假设基坑底板宽度

2013年7月17日收到

第一作者简介: 刘志荣, 男, 硕士。研究方向: 地质工程。E-mail: 815972387@qq.com。

为  $m$ , 长度为  $l$ , 基坑底板中加入了土体自身的抗剪力  $\tau$  (如图 2)。

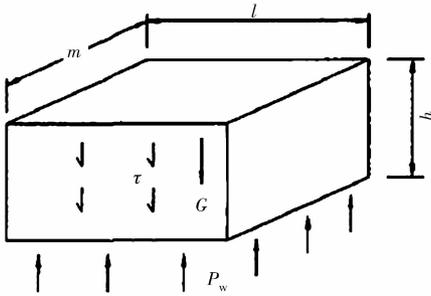


图 2 基坑底板受力图

$$\tau = c + k_0 h \gamma \tan \mu \quad (2)$$

式(2)中,  $c$  为基坑底板的粘聚力;  $k_0$  为静止侧压力系数, 一般  $k_0 = 1 - \sin \mu$ ;  $\mu$  为基坑底板的内摩擦角。

从而得到考虑基坑土体抗剪强度的基坑抗突涌验算公式:

$$K = \frac{G + 2(l + m) \int_0^h \tau dh}{P_w} = \frac{mlh\gamma + 2(m + l)hc + k_0(b + l)h^2\gamma \tan \mu}{mlH_w\gamma_w} \geq 1.2 \quad (3)$$

经过多次实例验算,  $k_0(b + l)h^2\gamma \tan \mu$  值相对于  $mlh\gamma + 2(m + l)hc$  可以忽略不计。

### 3 考虑基坑底板土体渗流的抗突涌验算公式

由于基坑坑底土体不是完全的隔水层, 所以在基坑坑底土体中必然产生渗流。在基坑开挖之前, 由于承压水的作用, 承压水上部的覆盖层已经处于稳定渗流状态了, 即使基坑开挖后, 稳定渗流的状态依然没有改变。因此, 很多文章<sup>[4-6]</sup>使用基坑坑底土体的浮重度与渗透力平衡来进行基坑抗突涌验算, 即:

$$K = \frac{\gamma'}{\gamma_w i} = \frac{(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)h}{\gamma_w(H_w - h)} \quad (4)$$

式(4)中  $\gamma'$  为土的浮重度;  $i$  为基坑坑底土体中的水力梯度,  $i = \frac{H_w - h}{h}$ 。

但是, 对于基坑坑底土体来说, 砂土、黏土、粉土是完全不同的一个概念。式(4)是否适用于坑底

是细粒土的基坑抗突涌验算值得研究。

由于细粒土颗粒细小, 有的接近于胶体的颗粒 (例如黏土), 所以会表现出一系列胶体的特征, 如具有吸附能力。所以颗粒与颗粒之间就不可能都是自由水, 必定有两颗粒间的结合水膜接触的部分。而粗粒土 (例如砂土) 没有吸附作用, 那颗粒与颗粒之间就都是充满着自由水。下面来验证式(4)中的浮重度是否适合细粒土的浮重度。

首先假设土颗粒间没有吸附作用。一个土颗粒半径为  $r$  的圆球, 其周围吸附的水膜厚度为  $\Delta r$ , 则两土颗粒之间的距离就一定大于  $2(r + \Delta r)$ , 也就是说两土颗粒间的水膜是不接触的。土颗粒的体积  $V_s = (4\pi r^3)/3$ , 重度  $\gamma_s$ , 土体的孔隙比为  $e$ , 孔隙体积为  $eV_s$ , 土颗粒与孔隙的总体积为  $(1 + e)V_s$ 。土颗粒与水膜共同的重力  $G = \frac{4}{3}\pi r^3\gamma_s + \frac{4}{3}\pi[(r + \Delta r)^3 - r^3]\gamma_w$  (假设周围吸附的水膜重度与自由水重度等值, 事实上大于自由水), 土颗粒与水膜共同所受的浮力为  $f = \frac{4}{3}\pi(r + \Delta r)^3\gamma_w$ , 那么可以得到土与水膜共同的浮重度  $\gamma'$

$$\gamma' = \frac{G - f}{(1 + e)V_s} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \quad (5)$$

由式(5)可知, 对于粗粒土来说, 就适合使用式(4)来进行基坑抗突涌验算。

现在再考虑土颗粒间有吸附作用的情况。同样假设一个土颗粒半径为  $r$  的圆球, 其周围吸附的结合水膜厚度为  $\Delta r$ , 则两土颗粒之间的距离小于  $2(r + \Delta r)$ , 也就是说两土颗粒之间的结合水膜有重叠的部分 (如图 3)。土颗粒的体积  $V_s = (4\pi r^3)/3$ , 重度  $\gamma_s$ , 土体的孔隙比为  $e$ , 孔隙体积为  $eV_s$ , 土颗粒与孔隙的总体积为  $(1 + e)V_s$ , 假设结合水体积/孔隙体积 =  $k_1$  ( $0 < k_1 < 1$ ), 结合水所占体积为  $k_1 eV_s$ , 自由水所占体积为  $(1 - k_1)eV_s$ ; 土颗粒与结合水水膜共同的重力 (假设结合水和自由水的重度相同),  $G = (\gamma_s + k_1 e\gamma_w)V_s$ ; 结合水不能提供浮力, 导致提供浮力的自由水与结合水、土颗粒组成的大颗粒接触面积变小, 假设自由水所占体积在  $x$  平面上的投影面积/整个大颗粒 (包括结合水、土

颗粒)在  $x$  平面上的投影面积 =  $k_2$ , 则土颗粒与结合水共同受到的浮力  $f = k_2 \gamma_w (1 + k_1 e) V_s$ 。那么可以得到土与结合水膜共同的浮重度  $\gamma'$  :

$$\gamma' = \frac{G - f}{(1 + e) V_s} = \frac{\gamma_s + e \gamma_w}{1 + e} - \frac{k_2 (1 + k_1 e) + e - k_1 e}{1 + e} \gamma_w \quad (6)$$

$$k = \frac{e(k_1 k_2 - k_1 + 1) + k_2}{1 + e} \quad \gamma' = \gamma_{sat} - k \gamma_w \quad (0 < k \leq 1) \quad (7)$$

对于非常致密的细粒土,  $k = 0$ , 自由水完全不连通, 饱和重度就是有效重度, 一般不存在这种情况; 对于较疏松的细粒土,  $k = 1$ , 自由水完全连通。

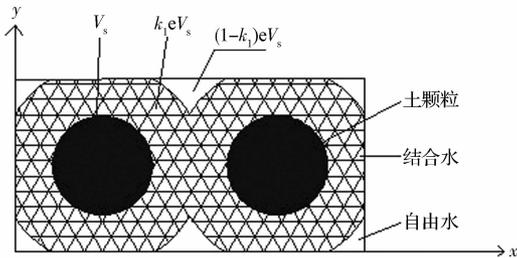


图3 吸附作用下土颗粒间的关系简图

由于细粒土有效孔隙的变小, 必定会影响渗流中的水力梯度大小。依据砂土渗流力公式  $J = \gamma_w i$ ,

$$i = \frac{\gamma_w (H_w - h)}{h}, \text{ 细粒土的渗流力公式为:}$$

$$J = \gamma_w i, \quad i = \frac{k_2 (H_w - h)}{h} \quad (8)$$

那么细粒土的抗突涌公式为

$$\begin{cases} K = \frac{\gamma'}{\gamma_w J} = \frac{\gamma' h}{k_2 \gamma_w (H_w - h)} = \frac{(\gamma_{sat} - k \gamma_w) h}{k_2 \gamma_w (H_w - h)} \\ k = \frac{e(k_1 k_2 - k_1 + 1) + k_2}{1 + e} \\ 0 < k \leq 1 \quad 0 < k_2 \leq 1 \end{cases} \quad (9)$$

对于  $k = 0$  的情况, 也就是基坑底板完全不产生渗流, 细粒土作为有孔介质, 这种情况一般不会出现。

#### 4 综合考虑的抗突涌验算公式

在上面的基坑抗突涌验算公式中, 先后考虑了基坑坑底抗剪强度及基坑坑底渗流的影响, 事实上

两者都对基坑坑底的抗突涌起到重要的影响。根据图1、图2模型, 基坑坑底土体的抗剪力、渗流力、浮重度平衡来进行基坑抗突涌验算公式的修改如下。

$$\begin{cases} K = \frac{m l \gamma' + 2(l + m) \int_0^h \tau' dh}{m l \gamma_w i} \geq 1.1 \\ \tau' = c_0 + k_0 h \gamma' \tan \varphi \quad \gamma' = \gamma_{sat} - k \gamma_w \\ k = \frac{e(k_1 k_2 - k_1 + 1) + k_2}{1 + e} \\ i = \frac{k_2 (H_w - h)}{h} \\ 0 < k \leq 1 \quad 0 < k_2 \leq 1 \end{cases} \quad (10)$$

式中,  $c$  为基坑底板的粘聚力;  $k_0$  为静止侧压力系数, 一般  $k_0 = 1 - \sin \mu$ ;  $\mu$  为基坑底板的内摩擦角。

#### 5 对比传统土压力平衡法与新方法的对比

表1 传统基坑突涌验算公式结果与现场对比表<sup>[2, 3]</sup>

工程名称	RHL 大楼	新堂水 泵房	北环补 住宅	北环补 住宅	蜜饯厂 车间
$H/m$	6.0	5.0	3.0	3.4	6.1
$m/m$	14.0	10.0	3.2	3.6	4.6
$l/m$	72.8	15.0	12.0	12.0	13.0
底板土类	粉质黏土	粉质黏土	粉质黏土	粉质黏土	黏土
$\gamma'/(kN \cdot m^{-3})$	19.0	19.5	18.8	19.0	19.4
$h/m$	1.7	1.1	1.1	0.7	3.3
$H_w/m$	4.5	4.0	3.5	3.5	8.7
传统判别	突涌	突涌	突涌	突涌	突涌
现场实际	不突涌	不突涌	不突涌	突涌	不突涌

表2 新方法突涌验算公式结果与现场对比表

工程名称	RHL 大楼	新堂水 泵房	北环补 住宅	北环补 住宅	蜜饯厂 车间
$C/kPa$	76	65	42	48	70
$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	19.0	19.5	18.8	19.0	19.4
$\gamma'/(kN \cdot m^{-3})$	9.0	9.5	8.8	9.0	9.4
$h/m$	1.7	1.1	1.1	0.7	3.3
$H_w/m$	4.5	4.0	3.5	3.5	8.7
$K$ (式10)	2.26	2.02	2.12	1.12	11.34
新方法判别	不突涌	不突涌	不突涌	突涌	不突涌
现场实际	不突涌	不突涌	不突涌	突涌	不突涌

由于  $k, k_2$  估算比较复杂, 还需继续深入研究 (与细粒土密实度、颗粒大小等相关)。考虑到基坑

坑底土体应该视作弱透水层,渗透系数、孔隙度等相对较大,所以本文取  $k = k_2 = 1$ , 在这种情况下,也是对式(10)某种程度的折减。最后验算结果见表2,在折减的情况下算出的安全系数还是比较符合实际的。

## 6 结语

传统的土压力平衡法,仅仅考虑了基坑坑底土体的自重压力及承压水对基坑坑底顶托力,验算结果与实际相比区别比较大。新的基坑抗突涌验算公式,加入了基坑坑底土体的抗剪力、渗流力后验算结果更加符合实际情况。但是,有吸附作用的细粒土与无吸附作用的粗粒土区别还是比较大的。考虑到基坑坑底土体应该视作弱透水层,为了安全起见,本文暂时使用了  $k = k_2 = 1$ 。新的抗基坑抗突

涌验算公式,在符合实际的情况下,希望能给以后的基坑设计带来一定的指导作用。

## 参 考 文 献

- 1 《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—2012)附录 C
- 2 马石城,印长俊,敏银生. 抗承压水基坑坑底板的厚度分析与计算. 工程力学, 2004; 21(2):204—205
- 3 梁勇然. 条形基坑的突涌分析. 岩土工程学报, 1996; 18(1): 75—79
- 4 吴铁华. 考虑渗流作用的基坑抗突涌验算与降深设计. 土工基础, 2011; (6): 44—48
- 5 潘 泓, 等. 基坑抗突涌计算方法的对比分析及应用探讨. 岩石力学与工程学报, 2006; (S2): 3529—3534
- 6 罗 杰. 深基坑抗突涌的有限元模拟及分析. 中南大学学位论文, 2011;

## Consider Soil Shear Strength, Seepage Pit Formulas Check Bursting Analysis

LIU Zhi-rong<sup>1</sup>, MA Shu-zhi<sup>1</sup>, YANG Yue<sup>2</sup>, WANG Jian-ping<sup>1</sup>

(Engineering Faculty, China University of Geosciences<sup>1</sup>, Wuhan 430074, P. R. China;

College of Earth Science, Chengdu University of Technology<sup>2</sup>, Chengdu 610059, P. R. China)

[Abstract] The traditional check bursting pit has some limitations, checking the conservative design brings unreasonable. From the excavation pit bottom soil itself shear force, foundation pit bottom soil percolation characteristics a new foundation formula check bursting is deduced. Taking into account its own foundation pit bottom soil characteristics, soil from the excavation pit bottom without adsorption capacity, the adsorption on soil excavation pit bottom float severe effective, efficient penetration effect are discussed in depth. Taking into account soil excavation pit bottom shall be deemed aquitard, in order to secure the project, access to the  $k = k_2 = 1$ . Finally, examples prove that the new formula check bursting earth pressure balance than traditional method with the actual situation.

[Key words] foundation pit buoyant unit weight shearing resistance seepage force adsorption