

基坑围护结构上的土压力与土体位移关系分析

张文慧¹ ,田 军² ,王保田¹ ,张福海¹ ,李守德¹

(1.河海大学岩土工程研究所 ,江苏 南京 210098 ; 2.黄河河务局河口管理局 ,山东 东营 257091)

摘要 :假定土压力与位移关系曲线为双曲线型 ,结合土体性质 ,得到与土体位移有关的土压力计算公式 .通过对比有限元与该公式计算所得的作用于基坑围护结构上的土压力 ,说明该公式可以根据周围环境的允许变形准确地计算土压力 ,从而达到控制变形的目的 .

关键词 :基坑开挖 ;土压力 ;位移

中图分类号 :TU432 文献标识码 :A 文章编号 :1000-198X(2005)05-0575-05

近年来 ,城市地下空间的开发利用成为新的热点 ,而地下空间的开发利用有很多与基坑开挖相联系 .正确确定土压力是基坑工程合理设计和顺利施工的前提 ,也是确保工程项目安全和经济合理的基础 .由于受到周围环境的限制 ,目前基坑开挖设计已逐步由强度控制转变为变形控制 .在变形控制中 ,根据周围环境的允许变形准确地计算作用于基坑围护结构上的土压力对围护结构的设计至关重要 .

作用在基坑围护结构上或一般挡土墙上的土压力并非是一个恒定值 ,其大小不仅与挡土结构物的高度、刚度、位移有关 ,而且与挡土结构物后侧填土的性质有关 ,也就是说土压力的计算涉及的因素很多 ,要在计算中考虑所有的因素是不现实的 .王照宇等^[1~3]对土压力与位移之间的关系进行过研究 .本文在讨论土压力与挡土结构物的位移时 ,考虑挡土结构物后侧填土的性质 .

1 土压力与挡土结构物位移之间的关系

研究表明 ,在其他条件一定的情况下 ,挡土结构物上所受到的土压力与其位移大小有关 ,土压力与位移的关系见图 1 .由文献 [4,5]可知 ,土压力与位移之间的关系为双曲线型 .设位移向被动方向发展时为正 ,向主动方向发展时为负 ,则

$$p_a - p_0 = s / (c + ds) \quad s_{acr} \leq s < 0 \quad (1)$$

$$p_p - p_0 = s / (e + fs) \quad 0 < s \leq s_{pcr} \quad (2)$$

式中 : p_a 、 p_p ——位移向主、被动方向发展时的土压力 ; p_{acr} 、 p_{pcr} ——主动土压力和被动土压力 ; p_0 ——静止土压力 ; s_{acr} 、 s_{pcr} ——达到主动极限平衡状态和被动极限平衡状态时所需要的位移 ; s ——围护桩墙的实际位移 ; c 、 d 、 e 、 f ——与土的性质有关的参数 .

以主动状态为例来进行分析 ,式(1)也可写成

$$c + d = s / (p_a - p_0) \quad (3)$$

由式(3)可得

$$c = s / (p_a - p_0)_{s \rightarrow 0} \quad (4)$$

而 $\frac{s}{(p_a - p_0)_{s \rightarrow 0}}$ 是曲线 $(p_a - p_0) \sim s$ 的初始切线斜率的倒数 ,该初始切线斜率即为水平基床系数 ,记为 k_{ai} .故

$$c = 1 / k_{ai} \quad (5)$$

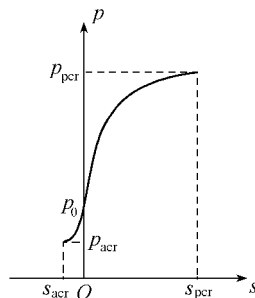


图 1 土压力与位移关系
Fig.1 Relationship between earth pressure and displacement

由式(1)可见,当 $s \rightarrow \infty$ 时

$$d = \frac{1}{(p_a - p_0)_{s \rightarrow \infty}} = \frac{1}{(p_a - p_0)_u} \quad (6)$$

$(p_a - p_0)_u$ 表示当 $s \rightarrow \infty$ 时 $p_a - p_0$ 的值,也就是 $p_a - p_0$ 的渐近值.实际上,当 $s = s_{acr}$ 时土体已达到主动极限平衡状态,也就是说, s 不可能达到无穷大,即破坏时的应力 $(p_a - p_0)_f = p_{acr} - p_0$ 总是小于 $(p_a - p_0)_u$. 根据破坏比 R_f 的定义,有

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - p_a)_f}{(\sigma_1 - p_a)_u} = \frac{\sigma_1 - p_{acr}}{\sigma_1 - p_{au}} \quad (7)$$

式中: σ_1 ——主动状态时计算点处土体的竖向自重应力; p_{au} ——当 $s \rightarrow \infty$ 时 p_a 的渐近值.

联合式(6)式(7)得

$$d = \frac{R_f}{(R_f - 1)\sigma_1 + p_{acr} - p_0 R_f} \quad (8)$$

将式(5)式(8)代入式(1)得

$$p_a - p_0 = \frac{s}{\frac{1}{k_{ai}} + \frac{R_f}{(R_f - 1)\sigma_1 + (p_{acr} - p_0 R_f)^s}} \quad s_{acr} \leq s < 0 \quad (9)$$

以上是理论推导,实际上当 $s = s_{acr}$ 时, $p_a - p_0 = p_{acr} - p_0$,而此时用式(9)计算得到的 $p_a - p_0 \neq p_{acr} - p_0$,也就是说理论公式(9)计算所得的值与实际值之间有差异.为了消除这一差异,在式(9)中加入一个修正项,使 $s = s_{acr}$ 时 $p_a - p_0 = p_{acr} - p_0$,而该修正项的加入不影响 c, d 的物理意义和 $p \sim s$ 曲线的形状.式(9)修正后为

$$p_a - p_0 = \frac{s}{\frac{1}{k_{ai}} + \frac{R_f}{(R_f - 1)\sigma_1 + (p_{acr} - p_0 R_f)^s}} + \frac{se^s}{s_{acr} e^{s_{acr}}} \left[p_{acr} - p_0 - \frac{s_{acr}}{\frac{1}{k_{ai}} + \frac{R_f}{(R_f - 1)\sigma_1 + (p_{acr} - p_0 R_f)^{s_{acr}}}} \right] \quad s_{acr} \leq s < 0 \quad (10)$$

式中 k_{ai} 为主动压力段初始段的切线斜率,即水平基床系数.

同理,对被动状态进行分析,得

$$p_p - p_0 = \frac{s}{\frac{1}{k_{pi}} + \frac{R_f}{(R_f - 1)\sigma_3 + (p_{per} - p_0 R_f)^s}} + \frac{se^{-s}}{s_{per} e^{-s_{per}}} \left[p_{per} - p_0 - \frac{s_{per}}{\frac{1}{k_{pi}} + \frac{R_f}{(R_f - 1)\sigma_3 + (p_{per} - p_0 R_f)^{s_{per}}}} \right] \quad 0 < s \leq s_{per} \quad (11)$$

式中: σ_3 ——被动状态时计算点处土体的竖向自重应力; k_{pi} ——被动压力段的初始段切线斜率,即水平基床系数.

Caspe 等^[6,7]在研究围护桩墙的侧向变形和基坑地表沉陷之间的关系时,将围护桩墙后土体分为塑性平衡区(A区)、弹性平衡区(B区)、未受扰动区(C区)3个区,如图2所示.其中塑性平衡区各点的水平应变相等,为 ϵ_A ,弹性平衡区各点的水平应变 ϵ_B 随 x 增加而线性减小,即^[7]

$$\epsilon_B = \epsilon_A \left[1 - \frac{x - L_1}{L_2} \right] \quad L_1 < x < L_1 + L_2 \quad (12)$$

式中: x ——地表任意一点到围护墙边的距离; L_1 ——A区土体的长度; L_2 ——B区土体的长度.而未受扰动区各点的水平应变 $\epsilon_C = 0$.

本文采用这一假定并推广到被动区.假定被动区分为弹性平衡区(D区)、未受扰动区(E区)2个区,如图2所示. A区、B区、D区分界线与围护结构的夹角分别为 $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$, φ 为土体的内摩擦角.

以主动区为例进行分析.设深度为 h 处围护桩墙的位移为 s , 则有^[7]

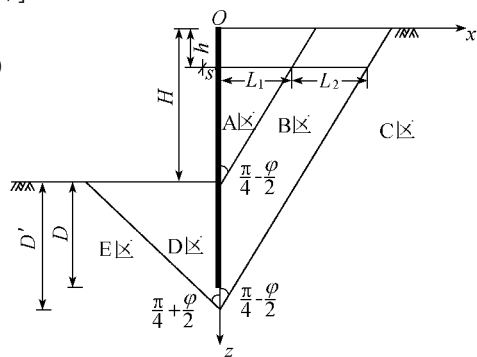


图2 土体变形分区

Fig.2 Earth deformation regions

$$\int_0^{L_1} \varepsilon_A dx + \int_{L_1}^{L_1+L_2} \varepsilon_B dx = s \tag{13}$$

在围护桩墙的位移较小时 ,A 区还没有达到塑性平衡状态 ,即 A 区处于弹性平衡状态 ,则有 $L_1 = 0$. 结合式 (13) ,此时与围护桩墙相邻土体水平向的应变为

$$\varepsilon_A = \frac{2s}{(H - h + D') \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{14}$$

其中^[7]

$$D' = 2\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) De^{-\frac{\pi\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tan\varphi}{\pi}} \tag{15}$$

式中 : H ——基坑开挖深度 ; h ——地面到计算点的垂直距离 ; D ——基坑开挖面以下围护桩墙的长度 .
主动区的初始水平切线模量为

$$E_{ti} = \left(\frac{p_a - p_0}{\varepsilon_A}\right)_{\varepsilon_A \rightarrow 0} = \frac{(H - h + D') \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} \left(\frac{p_a - p_0}{s}\right)_{s \rightarrow 0} \tag{16}$$

即

$$E_{ti} = \frac{(H - h + D') \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} k_{ai} \tag{17}$$

由式 (13) 得

$$k_{ai} = \frac{2E_{ti}}{(H - h + D') \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{18}$$

结合式 (18) ,有

$$k_{ai} = \frac{2kp'_a \left(\frac{p_0}{p'_a}\right)^n}{(H - h + D') \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{19}$$

式中 : k, n ——土体参数 ,由土体实际应力路径的三轴试验确定 ; p'_a ——大气压 .

对被动区进行同样的分析 ,得

$$k_{pi} = \frac{2kp'_a (p_0/p'_a)^n}{(H + D' - h) \tan(\pi/4 + \varphi/2)} \tag{20}$$

将式 (17) 及式 (18) 分别代入式 (8) 及式 (9) ,得到随位移变化的土压力公式

$$\left\{ \begin{array}{l} p = p_{acr} \quad s_{acr} \leq s \\ p = p_{per} \quad s \geq s_{per} \\ p = p_0 + \frac{s}{\frac{(H - h + D') \tan(\pi/4 - \varphi/2)}{2kp'_a (p_0/p'_a)^n} + (R_f - 1)\sigma_1 + p_{acr} - p_0 R_f} + \frac{R_f s}{(R_f - 1)\sigma_1 + p_{acr} - p_0 R_f} + \\ \frac{se^s}{s_{acr} e^{s_{acr}}} \left[p_{acr} - p_0 - \frac{s_{acr}}{\frac{(H - h + D') \tan(\pi/4 - \varphi/2)}{2kp'_a (p_0/p'_a)^n} + (R_f - 1)\sigma_1 + p_{acr} - p_0 R_f} + \frac{R_f s_{acr}}{(R_f - 1)\sigma_1 + p_{acr} - p_0 R_f} \right] \quad s_{acr} < s < 0 \tag{21} \\ p = p_0 + \frac{s}{\frac{(H - h + D') \tan(\pi/4 + \varphi/2)}{2kp'_a (p_0/p'_a)^n} + (R_f - 1)\sigma_3 + p_{per} - p_0 R_f} + \frac{R_f s}{(R_f - 1)\sigma_3 + p_{per} - p_0 R_f} + \\ \frac{se^{-s}}{s_{per} e^{-s_{per}}} \left[p_{per} - p_0 - \frac{s_{per}}{\frac{(H - h + D') \tan(\pi/4 + \varphi/2)}{2kp'_a (p_0/p'_a)^n} + (R_f - 1)\sigma_3 + p_{per} - p_0 R_f} + \frac{R_f s_{per}}{(R_f - 1)\sigma_3 + p_{per} - p_0 R_f} \right] \quad 0 \leq s < s_{per} \end{array} \right.$$

式中 : p_{acr}, p_{per} 按朗肯土压力理论进行计算 ,围护桩墙向填土挤压时 s 为负 ,离开填土时 s 为正 .

2 工程实例

2.1 工程简介

某办公楼基坑大致呈长方形,长 89.0 m,宽 60.0 m,开挖深度为 9.0 m.工程采用钻孔灌注桩、人工挖孔桩作为围护结构,桩长为 15.0 m;采用深层搅拌桩和树根桩作为止水结构;基坑东西向设置一道水平钢筋混凝土支撑,4 个角点设置一道水平钢筋混凝土角撑,支撑和角撑的顶面在地面下 1.0 m 处.

在计算平面上,基坑宽度为 60.0 m.计算区域在水平向围护桩以内(基坑内)取 30.0 m,围护桩以外(基坑外)取 89.0 m,计算深度从地面向下取 35.0 m.根据实际工程开挖情况,按三级开挖模拟整个开挖过程,开挖工况见图 3.

基坑内外土体都采用文献[8]提出的侧向卸载路径下 D-C 模型的修正切线弹性模量公式

$$E_t = \frac{2}{1 + 2\mu_t} k p_a' \left(\frac{\sigma_{3c}}{p_a'} \right)^n \left\{ 1 - R_f \frac{(1 + \sin\varphi)(\sigma_{3c} - \sigma_3)}{2c \cos\varphi + [2\sin\varphi - (1 - k_c)(1 + \sin\varphi)]\sigma_{1c}} \right\}^2 \quad (22)$$
$$k_c = \sigma_{3c} / \sigma_{1c}$$

式中: μ_t ——切线泊松比; σ_{3c} ——固结时的侧向应力; σ_{1c} ——固结时的轴向应力; k_c ——固结应力比.

2.2 计算结果

由于没有实测的土压力资料,将有限单元法计算所得的与围护桩相邻土体单元的水平向应力作为作用于围护桩上的土压力,并以该土压力作为标准值与式(21)计算所得的土压力(用式(21)计算土压力时所用围护桩的位移为本文模量公式有限元计算所得到的位移)进行比较,验证式(21)的合理性.两种方法计算所得作用于围护桩前和作用于围护桩后的土压力如图 4、图 5 所示.从图中可以看出,用公式(21)与用有限元计算所得的围护桩后的土压力在数值和分布形式上都很接近.有限元计算结果表明,在基坑开挖过程中围护桩后土体的竖向应力略有减小,而公式(21)适用于竖向应力不变的情况.式(21)与有限元计算所得围护桩前的土压力之间差别较大,是由于基坑开挖过程中围护桩前土体的竖向应力大幅度减小引起的.

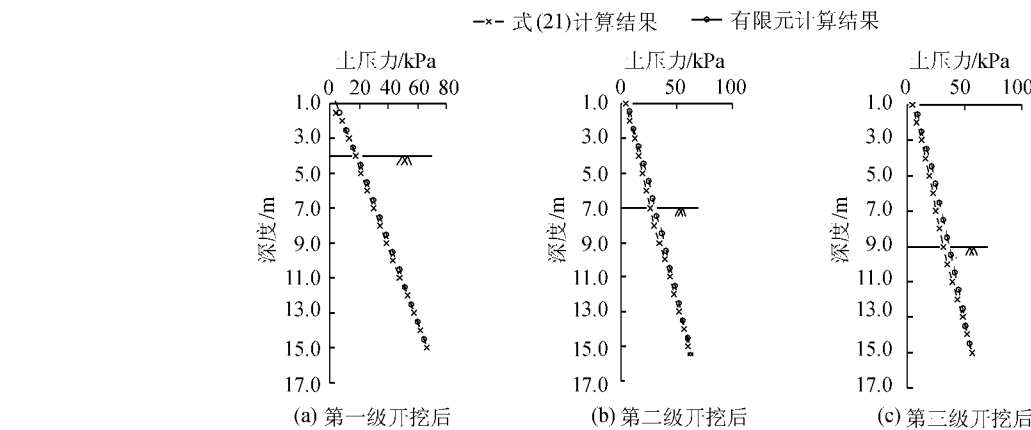


图 4 各级开挖后作用在围护桩后的土压力

Fig.4 Earth pressure at the back side of support structure after pit excavation in different stages

3 结 论

作用在围护结构上的土压力和与围护结构相邻土体的变形紧密相关,在目前基坑开挖设计逐步由强度控制转变为变形控制的情况下,根据周围环境的允许变形准确计算作用于基坑围护结构上的土压力对围护结构的设计至关重要.本文通过对土压力、土体位移和土体性质之间关系的研究,提出了与土体位移和土体

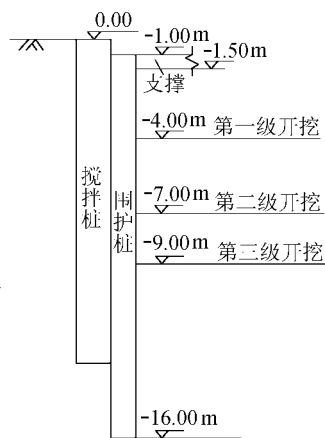


图 3 基坑开挖工况
Fig.3 Stages for situation foundation pit excavation

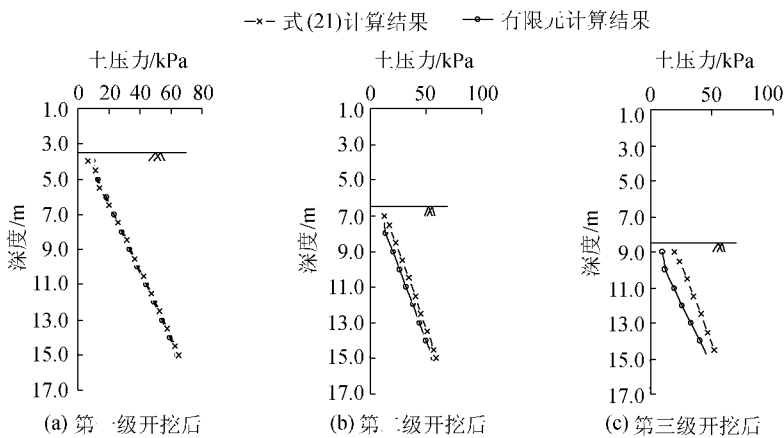


图 5 各级开挖后作用在围护桩前的土压力

Fig.4 Earth pressure at the front side of support structure after pit excavation in different stages

性质有关的土压力计算公式,并通过有限元公式与本文提出的土压力公式计算所得结果的对比分析,说明本文提出的土压力计算公式运用于基坑工程设计是合理的.

参考文献：

[1] 王照宇. 位移土压力模型及其在基坑工程中的应用[J]. 西部探矿工程, 2003 (5) 23—25.
[2] 梅国雄, 宰金珉. 考虑位移影响的土压力近似计算方法[J]. 岩土力学, 2001, 22(1) 83—85.
[3] 邓子胜, 邹银生, 王贻荪. 考虑位移非线性影响的深基坑土压力计算模型研究[J]. 工程力学, 2004, 21(1) : 107—111.
[4] 钱家欢. 土力学[M]. 南京: 河海大学出版社, 1995. 4—14.
[5] SHERIF M A. FANG Yung-show. K_A and K_0 behind rotating and non-yielding wall[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, 110 (1) 41—56.
[6] CASPE M S. Surface settlement adjacent to braced open cut[J]. JSMFD, 1966, 92 (SM4) 51—59.
[7] 刘兴旺, 益德清, 施祖元. 基坑开挖地表沉降理论分析[J]. 土木工程学报, 2000, 33(4) 51—55.
[8] 张文慧. 基坑工程中应力路径对侧向变形的影响及土压力与侧向位移关系的研究[D]. 南京: 河海大学, 2003.

Relationship between earth pressure on support structure of foundation pits and displacement of earth mass

ZHANG Wen-hui¹, TIAN Jun², WANG Bao-tian¹, ZHANG Fu-hai¹, LI Shou-de¹

(1. Geotechnical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China ;
2. Yellow River Estuary Management Bureau, Dongying 257091, China)

Abstract : Under the assumption that a hyperbolic relationship existed between the earth pressure and displacement, a formula for earth pressure, varying with the displacement of soil mass, was derived with the characteristics of earth mass taken into account. The comparison of the calculated result of the present formula with that of the finite element method demonstrates that the present formula can give an accurate result about earth pressure under certain deformation allowable, so that the deformation of earth mass can be effectively controlled.

Key words : foundation pit excavation ; earth pressure ; displacement