

文章编号: 1000-7598(2012)10-2937-05

考虑位移的柔性挡墙上土压力计算

李镜培^{1,2}, 马原^{1,2}, 饶平平³

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092;
3. 上海理工大学 土木工程系, 上海 200093)

摘要: 针对地下连续墙等柔性挡土结构, 根据土体的渐进破坏机制, 建立了非极限状态下改进的库仑土压力公式, 并推导了填土内摩擦角及墙土接触面上外摩擦角的发挥与土体位移的非线性关系。将这一公式运用到改进的弹性抗力法中, 得到了一种新的考虑位移的柔性挡墙上土压力计算方法。算例分析表明, 模型板上土压力计算值和试验实测值吻合得较好。该计算方法可用于柔性挡墙的设计及验算。

关键词: 柔性挡墙; 土压力; 摩擦角; 位移

中图分类号: TU 432

文献标识码: A

Calculation of earth pressure against flexible retaining wall considering displacement

LI Jing-pei^{1,2}, MA Yuan^{1,2}, RAO Ping-ping³

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
3. Department of Civil Engineering, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China)

Abstract: Based on the progressive rupture mechanism in the backfill, the modified Coulomb's solution of earth pressure against flexible retaining wall is developed; and the nonlinear relationships between the wall movement and the angles of internal friction and wall friction are derived. It is applied to an improved solution for beam on a nonlinear elastic foundation. So that a new calculation of earth pressure against flexible retaining wall considering displacement is obtained. Comparisons of the calculated results with observations from model test show that the calculated results of the earth pressure has a satisfying agreement with the observations. This calculation can give some references to design of flexible retaining wall.

Key words: flexible retaining wall; earth pressure; frictional angle; displacement

1 引言

近年来, 随着对深基坑工程及其支护理论研究的不断深入, 对基坑围护体系有了新的认识。但基坑支护设计理论还远没有达到完善, 仍存在不少问题需要进一步解决。柔性挡土结构上的土压力计算就是其中一个关键问题。

广泛应用于基坑工程中的连续墙、钻孔灌注桩均属于一种轻型的柔性挡土结构。其刚度相对较低, 在墙后土体的压力下会产生挠曲变形, 引起土压力的重分布。一般在柔性挡土结构达到稳定状态前, 土压力分布的形成是一个动态过程。这一过程不仅

与土体特性有关, 还与结构强度特性、结构支护形式等因素有关。目前, 对柔性挡土结构还没有完善的理论计算方法, 只能采取相对合理的简化方法, 例如弹性抗力法等对其进行近似分析。

土压力理论的主要任务是研究挡土结构侧面所受的土压力大小以及分布情况。传统的库仑土压力理论和朗肯土压力理论都是只有当土体的水平位移达到一定值、土体产生剪切破坏、处于极限平衡状态下才能正确求解。在实际工程中, 常常要求挡土结构的侧向位移量很小, 远小于达到极限状态所需的位移量, 此时结构物受到的土压力值往往处于静止土压力和主动(被动)土压力之间, 填土内摩擦

收稿日期: 2011-05-30

基金项目: 国家自然科学基金(No. 51178341); 上海市科技攻关计划项目(No. 10231200500)。

第一作者简介: 李镜培, 男, 1963年生, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础、深基坑工程等方面的研究。E-mail: lij2773@tongji.edu.cn

角 φ 和墙土接触面上外摩擦角 δ 均没有完全发挥。Chang^[1]采用改进的库仑土压力计算方法,假定内、外摩擦角的发挥与位移成线性关系。本文采用三轴固结不排水剪切试验(CU)和挡墙后土体侧向变形塑性破坏类比的方法,探讨摩擦角的发挥与土体位移的非线性关系。

此外,传统的土压力理论都将挡土结构视为理想刚性体,在极限状态下的土压力分布为三角形或矩形,并没有考虑挡土结构和土体的变形。而在实际工程中,随着柔性挡土结构的挠曲变形,土压力的大小和分布将不断调整,土压力与位移之间具有一定的相关关系。传统的土压力理论无法考虑土压力与位移的这种相互关系,因此,具有一定的局限性。本文在充分考虑土压力与位移相互关系的基础上,主要针对悬臂式柔性挡土结构,提出一种新的柔性挡土墙土压力计算方法。

2 土体破坏机制

本文采取以下假设:悬臂式挡墙下端插入土体足够深,可近似认为挡墙底部的位移量为 0,工作状态为弹性嵌固;挡墙后填土为风干砂土,且填土面水平;墙体发生挠曲变形时,土体与墙背不脱离。

工程经验和模型试验^[2]都表明,悬臂式挡墙由于底端嵌固,墙身在土压力作用下会产生倾斜变形。陈页开^[3]通过有限元计算指出,随着墙体抗弯刚度的增大,墙体位移显著减小,当抗弯刚度足够大时,墙体挠曲变形很小,表现为刚性挡墙的绕墙底以下某点转动(RB)变位模式。因此,在研究土体破坏机制时,可以将悬臂式挡墙变位模式等同于 RB 变位模式,将挡墙底部看做转动中心点。

模型试验^[4-6]和有限元分析^[7]结果表明:在 RB 变位模式下,墙背上部土体中首先形成一些明显的破裂面;随着转角增大,自上而下各点的土压力依次急剧减小,再逐渐达到稳定值,即依次进入极限主动状态。土体的破坏也从墙背上部逐渐向下发展。墙高内各点达到主动状态所需的水平位移 S_c 为定值,与该点埋深、墙体位移模式及填土密度无关。而在墙脚附近由于位移很小,存在剪应变很小的死区,其土压力大小接近静止土压力。在静止土压力和主动土压力之间存在过渡状态,其土压力分布呈非线性,这段区域土压力称之为准主动土压力。

同理,墙前被动区土体的破坏规律也是如此。在接近开挖面位置的土体受到挤压首先达到屈服强

度,随着转角增大,自上而下各点土体依次进入极限被动状态。各点达到被动状态所需的水平位移 S_c 为定值。在墙脚附近,其位移几乎为 0,土压力大小同样接近静止土压力。在静止土压力和被动土压力之间的过渡区域土压力称之为准被动土压力。

3 计算方法

3.1 非极限状态的土压力推导

首先考虑墙背主动区土压力。图 1 为挡墙挠曲变形时,墙后土体部分达到主动状态的情况。有限元分析^[7]结果表明,塑性区首先在靠近顶部区域产生,随着位移的增大不断向下发展。通过对塑性区的展开特点可以假定墙后滑动土楔中包含无数个相互平行的滑动面,其倾角可看作等同于库仑滑动面倾角 θ ,计算时可以取单个土条微元采用经典的库仑土压力理论求解。

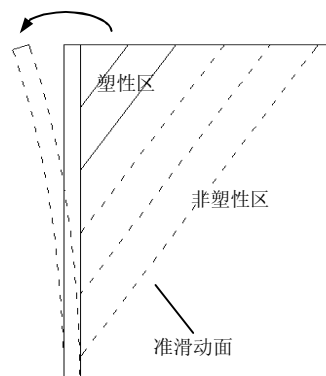


图 1 假定的土体破坏模式

Fig.1 Assumed rupture mode of soil

在未达到主动状态的土体中,抗剪强度部分发挥,土体中存在与主动状态滑动面平行的准滑动面。此时应用库仑土压力求解时,由于土条微元的水平位移未达到极限状态所需的位移量,因此,土体抗剪强度和墙土间摩擦力均只有部分发挥, δ 一般先于 φ 达到最大值,但为了简化计算,可以假定二者同时达到最大值^[8]。此时,对应的土体内摩擦角和墙土接触面上的摩擦角可定义为 φ_m 和 δ_m ,其大小介于初始摩擦角 φ_0 、 δ_0 和最大值 φ 、 δ 之间。

墙前被动区与墙背主动区破坏模式类似,因此,也可以规定在达到极限状态时土体的抗剪强度和墙土间摩擦角充分发挥,没达到极限状态时看作部分发挥。 φ_m 和 δ_m 的初始摩擦角也是 φ_0 、 δ_0 ,但为方便计算,最大值定义为 $-\varphi$ 和 $-\delta$,这样也比较符合从静止状态到被动状态土压力的变化规律。

综上所述, 采用改进的库仑土压力公式计算非极限状态土体的主动土压力和被动土压力, 将库仑公式中填土内摩擦角 φ 、墙土接触面上外摩擦角 δ 分别用内、外摩擦角的发挥值 φ_m 、 δ_m 代替, 有

$$p_{am} = \frac{\gamma z \cos^2 \varphi_m}{\cos \delta_m \left[1 + \frac{|\sin \varphi_m|}{\sin \varphi_m} \sqrt{\sin^2 \varphi_m + \tan \delta_m \sin \varphi_m \cos \varphi_m} \right]^2} \quad (1)$$

式中: γ 为填土重度; z 为挡墙内某点到墙顶的距离; p_{am} 为非极限主动土压力强度。

3.2 摩擦角与应变的关系

黄斌等^[9]和卢坤林等^[10]将三轴固结不排水剪切试验(CU)类比挡墙后土体侧向变形塑性破坏, 认为砂性土如果按照某应变值相对应的强度, 应力摩尔圆切线过原点(如图 2 所示), 所得到的内摩擦角为该应变值对应的内摩擦角 φ_m ; 当应变值为破坏标准值时, 内摩擦角达到最大值 φ 。但笔者认为, 上述加荷应力路径试验只能对非极限被动土压力进行类比, 而非极限主动土压力利用卸荷应力路径试验进行类比分析更加合理。并且黄斌等^[9]计算得到的初始摩擦角 φ_0 的值为 0, 这与静止状态的土压力值相矛盾。因此, 本文在此理论基础上加以改进, 绘制新的应力摩尔圆来推导内摩擦角 φ_m 与位移的关系。

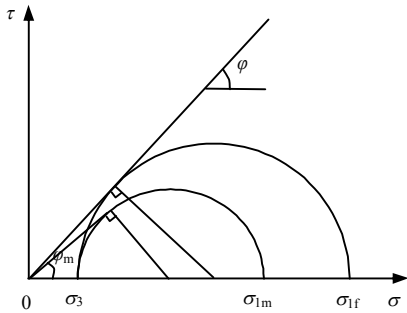


图 2 应力摩尔圆
Fig.2 Mohr's circle of stress

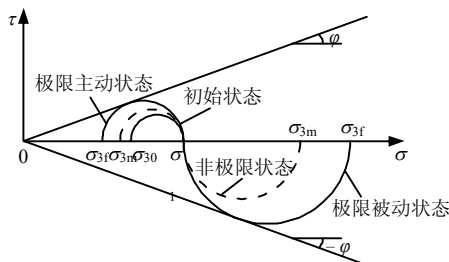


图 3 改进的应力摩尔圆
Fig.3 Modified Mohr's circle of stress

图 3 表示应变硬化型无黏性土在不同应变时对应的应力摩尔圆, 其切线均过原点, 任一摩尔圆的切线与横轴的夹角即为该状态下的内摩擦角 φ_m 。图中各种状态下的轴向应力 σ_1 始终保持不变。径向应力 σ_3 在 K_0 固结下初始值为 σ_{30} , 其逐渐减小代表土样侧向膨胀, 类比主动土压力过程; 逐渐增大代表土样侧向压缩, 类比被动土压力过程。当径向应力 σ_3 增大到超过 σ_1 时, 认为内摩擦角 φ_m 变为负值, 应力摩尔圆画在横轴下方。 σ_{3f} 表示极限主动状态或极限被动状态时的径向应力。

首先推导非极限被动状态内摩擦角 φ_m 与位移的关系。由图 3 可得到:

$$\sin \varphi_m = \frac{(\sigma_1 - \sigma_{30}) - (\sigma_{3m} - \sigma_{30})}{(\sigma_1 + \sigma_{30}) + (\sigma_{3m} - \sigma_{30})} \quad (2)$$

$$\sin(-\varphi) = \frac{(\sigma_1 - \sigma_{30}) - (\sigma_{3f} - \sigma_{30})}{(\sigma_1 + \sigma_{30}) + (\sigma_{3f} - \sigma_{30})} \quad (3)$$

文献[11]对侧向加载应力路径的三轴试验研究表明, 径向应力与径向应变关系可以用双曲线拟合:

$$\sigma_{3m} - \sigma_{30} = \frac{\varepsilon_m}{\alpha + \beta \varepsilon_m} \quad (4)$$

式中: α 、 β 为与土性有关的试验参数。当 $\varepsilon_m \rightarrow \infty$ 时, 有:

$$\beta = 1/(\sigma_{3m} - \sigma_{30})_{\varepsilon_m \rightarrow \infty} = 1/(\sigma_{3m} - \sigma_{30})_u \quad (5)$$

引入破坏比 $R_f = (\sigma_{3f} - \sigma_{30})/(\sigma_{3m} - \sigma_{30})_u$, 一般取值范围为 0.75~1.0, 在无试验资料时可取 0.85。同时根据关系 $\sigma_{30} = (1 - \sin \varphi) \sigma_1$, 综合式 (3) 得:

$$\beta = \frac{R_f}{\sigma_{3f} - \sigma_{30}} = \frac{R_f(1 - \sin \varphi)}{(3 - \sin \varphi) \sin \varphi \sigma_1} \quad (6)$$

再代入式 (4) 并令 $\varepsilon_m = \varepsilon_f$ 时 $\sigma_{3m} = \sigma_{3f}$, 得到破坏时的应变:

$$\varepsilon_f = \frac{\alpha \sigma_1 (3 - \sin \varphi) \sin \varphi}{(1 - R_f)(1 - \sin \varphi)} \quad (7)$$

定义 $\eta = \varepsilon_m / \varepsilon_f$, 有 $\varepsilon_m = \eta \varepsilon_f$, 代入式 (2) 得到非极限被动状态内摩擦角 $\sin \varphi_m$ 表达式为:

$$\sin \varphi_m = \frac{[1 - (1 - \eta) R_f](1 - \sin \varphi) \sin \varphi - \eta(3 - \sin \varphi) \sin \varphi}{[1 - (1 - \eta) R_f](1 - \sin \varphi)(2 - \sin \varphi) + \eta(3 - \sin \varphi) \sin \varphi} \quad (8)$$

同理可推出非极限主动状态 $\sin \varphi_m$ 表达式为:

$$\sin \varphi_m = \frac{[1 - (1 - \eta)R_f](1 + \sin \varphi) \sin \varphi + \eta(1 - \sin \varphi) \sin \varphi}{[1 - (1 - \eta)R_f](1 + \sin \varphi)(2 - \sin \varphi) - \eta(1 - \sin \varphi) \sin \varphi} \quad (9)$$

式中: η 为非极限状态下应变与极限应变之比, 对于挡墙后(前)填土而言, 可等价于挡墙上某点水平位移 S 与达到主动(被动)状态所需的极限位移 S_c 之比, 即 $\eta = S/S_c$ 。当 $\eta = 0$ 时, 该点处于静止土压力状态, 可得到初始内摩擦角:

$$\varphi_0 = \arcsin\left(\frac{\sin \varphi}{2 - \sin \varphi}\right) \quad (10)$$

当 $\eta = 1$ 时, 式(8)中 $\sin \varphi_m = \sin \varphi$, 此时该点处于极限主动土压力状态; 式(9)中 $\sin \varphi_m = \sin(-\varphi)$, 此时该点处于极限被动土压力状态。

对于墙土间的摩擦角 δ 的取值, Matsuzawa 等^[7]指出当 $\delta = 2\varphi/3$ 时, 计算值与模型实测值最为接近, 所以在本文的计算中, 取墙土间的摩擦角 $\delta = 2\varphi/3$, 相应地, 某一位移值下的墙土间的摩擦角 $\delta_m = 2\varphi_m/3$ 。综合以上公式, 便可计算出挡墙上任意高度处土体在某一位移下产生的侧向土压力。

3.3 柔性挡墙上土压力计算方法

根据前文所述, 由于柔性挡土结构的刚度较低, 随着基坑开挖的进展和挡土结构的变形, 土压力的分布和大小在不断地调整。而现有的弹性抗力法计算模型并未真正体现出土与结构的这种相互作用。因此, 采用一种改进的弹性抗力法计算模型, 挡土结构上的土压力按挡土结构的位移确定, 同时决定着挡土结构自身的挠曲变形, 即:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + e_p(z) - e_a(z) = 0 \quad (11)$$

式中: EI 为挡土结构的抗弯刚度; y 为挡土结构上某点的侧向位移; z 为该点深度; $e_a(z)$ 和 $e_p(z)$ 分别表示主动土压力和被动土压力, 按照式(1)和式(8)、(9)进行计算。

上述求解过程实为一个迭代过程。首先假设在挡墙两侧作用静止土压力, 求出墙体位移, 再由位移计算墙体所受土压力, 所得土压力作用于围护墙上, 如此循环直到前后两次墙体的计算位移值小于一极小值时, 此时由位移计算得到的土压力即为作用于挡墙上的土压力。

4 算例分析

模型试验中^[2], 模型板桩采用各向均质的 PV (聚氯乙烯) 塑料板, 每块高为 2.0 m, 宽为 0.8 m, 厚为 0.02 m, 弹性模量 $E = 3.41 \times 10^3$ MPa。试验用砂土为风干的海滨细砂, 重度为 16 kN/m^3 , 内摩擦角 $\varphi = 31^\circ$, 板桩和砂土之间的摩擦忽略不计。试验时, 先在模型板两侧均匀填砂至板高 1.8 cm 处, 待砂稳定后, 将模型板前的填砂分 3 层开挖, 每层为 30 cm。开挖到 90 cm 后测量模型板两侧土压力值。

图 4 为挖深 90 cm 处模型板两侧实测土压力值和采用本文方法计算土压力值比较。从图中可以看出, 主动区土压力在数值变化上有稍许差异。分析主动区土压力变化曲线可以发现, 由于模型板的刚度很小, 挠度较大, 在板高 20 cm 以上区域土体全部进入极限主动状态, 土压力变化曲线近似为直线, 因此, 在此范围内可以用朗肯土压力公式计算, 计算土压力值和实际情况更接近; 而试验实测土压力值因为测点较少、测量误差等因素造成曲线变化规律与实际情况有偏差。

被动区计算土压力值和实测值吻合得比较好, 从曲线变化规律上看, 墙前土体在 40 cm 以上区域进入极限被动状态, 此时土压力值呈线性分布; 在 40 cm 以下区域土压力介于静止土压力和极限被动土压力之间, 呈非线性分布, 墙前土体的强度未得到充分发挥。由此可见, 上述土压力的形态与变化趋势明显不同于目前工程实际中悬臂挡墙常用的三角形分布的计算方法。

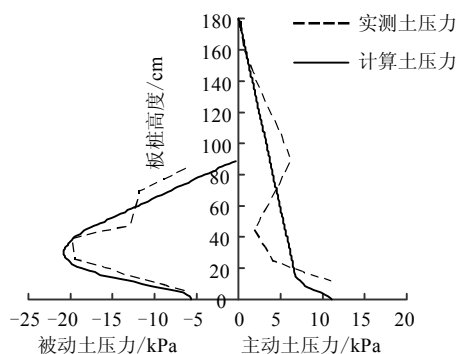


图 4 挖深 90 cm 处土压力变化曲线
Fig.4 Variations of earth pressure at the depth of 90 cm

5 结 论

(1) 本文考虑了柔性挡土墙挠曲变形对土压

力的影响, 推导了墙土间外摩擦角和填土内摩擦角与位移的关系公式, 建立了非极限状态下改进的库仑土压力公式, 得到了较符合实际情况的考虑位移的土压力计算方法, 再将这一方法运用到改进的弹性抗力法中, 通过迭代计算, 求得柔性挡墙两侧的土压力分布。

(2) 通过与模型试验实测数据对比, 采用本文计算方法得到的墙前被动区土压力分布和试验实测值吻合得较好, 墙后主动区土压力和实测值有稍许差异。

(3) 通过分析土压力变化曲线可以发现, 对于悬臂式挡土结构, 墙前土压力在很大一部分范围内都处于非极限平衡状态, 墙前土压力介于静止土压力和极限被动土压力之间, 呈非线性分布, 不同于目前工程实际中悬臂挡墙常用的三角形分布的计算方法。

参 考 文 献

- [1] CHANG M F. Lateral earth pressure behind rotating walls[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1997, 34(2): 498—509.
- [2] 刘晓立, 严驰, 吕宝柱, 等. 柔性挡墙在砂性填土中的土压力试验研究[J]. **岩土工程学报**, 1999, 21(4): 505—508.
LIU Xiao-li, YAN Chi, LÜ Bao-zhu, et al. An experimental study of earth pressure on retaining wall in sandy soils[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1999, 21(4): 505—508.
- [3] 陈页开. 刚性挡墙土压力的试验研究与数值分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2001.
- [4] SHERIF M A, FANG Y S, SHERIF F R I. K_a and K_o behind rotating and non-yielding walls[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1984, 110(1): 41—56.
- [5] BANG S. Active earth pressure behind retaining walls[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1985, 111(3): 407—412.
- [6] FANG Y S, ISHIBASHI I. Static earth pressure with various wall movements[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 112(3): 317—333.
- [7] MATSUZAWA H, HARARIKA H. Analyses of active earth pressure against rigid retaining walls subjected to different modes of movement[J]. **Soils and Foundations**, 1996, 36(3): 51—65.
- [8] 龚慈, 俞建霖, 徐日庆, 等. 绕墙底向外转动刚性挡土墙的土压力计算[J]. **浙江大学学报(工学版)**, 2005, 39(11): 1690—1694.
GONG Ci, YU Jian-lin, XU Ri-qing, et al. Calculation of earth pressure against rigid retaining wall rotating outward about base[J]. **Journal of Zhejiang University (Engineering Science)**, 2005, 39(11): 1690—1694.
- [9] 黄斌, 杨洪, 何晓民. 非极限状态主动土压力的研究[J]. **长江科学院院报**, 2007, 24(4): 46—49.
HUANG Bin, YANG Hong, HE Xiao-ming. Research on active earth pressure under non-limit state[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2007, 24(4): 46—49.
- [10] 卢坤林, 杨扬. 非极限主动土压力计算方法初探[J]. **岩土力学**, 2010, 31(2): 615—619.
LU Kun-lin, YANG Yang. Preliminary study of active earth pressure under nonlimit state[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(2): 615—619.
- [11] 施建勇, 雷国辉, 艾英钵, 等. 土压力变化规律的应力路径三轴试验研究[J]. **岩土力学**, 2005, 26(11): 1700—1704.
SHI Jian-yong, LEI Guo-hui, AI Ying-bo, et al. Stress path controlled triaxial experimental study of lateral earth pressure behavior[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(11): 1700—1704.