

文章编号:1671-6833(2003)01-0020-04

# 土体非线性对水泥土挡墙水平位移的影响

刘忠玉<sup>1</sup>, 李永振<sup>2</sup>

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450002; 2. 河南建达工程建设监理公司, 河南 郑州 450002)

**摘要:** 采用比较符合实际的双曲线模型来描述土体与水泥土挡墙之间的非线性相互作用, 并假定墙体为刚体, 且考虑墙体重量与墙底土的抗剪和抗倾覆作用, 得到了表示平衡的非线性方程组. 求解时, 将其转化为求极值问题的极值点. 结果表明: 双曲线模型和线性模型算得的水平位移随开挖深度变化的规律基本相似, 但双曲线模型的结果较大, 且随着基坑开挖深度的增大, 两种模型算得的土压力分布的差异越来越大, 即土体的非线性的影响也越来越显著.

**关键词:** 水泥土; 挡土墙; 水平位移; 土压力; 非线性

**中图分类号:** TU 476.4

**文献标识码:** A

## 0 引言

水泥土搅拌桩用作地下临时挡土结构时, 若对其水平位移不加控制, 会严重影响到基坑临近建筑物、地下管线和道路的安全, 甚至导致坍塌倾覆等事故, 所以, 对其水平位移的计算越来越引起大家的重视. 文献[1~3]把它视作一竖放的弹性地基梁, 开挖侧在开挖面以下土体对桩起的支撑作用用一系列弹簧来描述, 非开挖侧作用以主动土压力, 区别在于文献[1, 2]用“m”法计算弹簧刚度, 而文献[3]用 Boussinesq 解通过变形模量来近似确定它. 但是由于水泥土挡墙的墙宽是坑深的 0.6~0.8 倍, 桩长是坑深的 1.8~2.2 倍<sup>[4]</sup>, 即桩长与墙宽之比往往小于 5, 所以把水泥土搅拌桩挡墙视作一般意义上的弹性梁值得商榷. 因此, 文献[5]引进了厚板理论, 文献[6]则把其位移分为刚性位移和弹性挠曲两部分, 而文献[7]则在墙体较宽时, 把水泥土搅拌桩挡墙看作刚体, 墙体两侧的土压力在土体破坏之前都用一系列弹簧描述, 并用“m”法计算弹簧刚度, 同时考虑墙体与墙底土的相互作用, 可计算墙体两侧土体的屈服范围. 但是以上文献都是把墙体所受到的土压力看成墙体水平位移的线性函数(即线性模型).

实际上, 墙两侧的土体并非完全处于屈服状态或弹性状态, 墙体两侧受到的土体作用力的

大小及分布和墙的位移有关. 众所周知, 当墙静止时, 墙所受的土体的作用力为静止土压力; 当墙向开挖侧移动时, 非开挖侧土体由于拉伸对墙的作用力随之减小, 同时开挖侧土体因压缩对墙的作用力逐渐增加. 但当墙面某点的位移较小时, 该点土体处于弹性状态, 当墙面某点的位移较大时该点土体才可能处于屈服状态, 即土体对墙的作用力在非开挖侧减小到主动土压力, 在开挖侧增大到被动土压力. 所以墙体两侧受到的土体作用力并非全部是主动土压力或被动土压力. 另外根据模型试验, 在弹性阶段, 墙体两侧所受到的土体作用力与墙体位移之间一般呈非线性关系, 文献[8]假定可用双曲线拟合. 本文采用此假定, 并沿用文献[7]的其它假定, 即仅考虑平面应变情况, 同时忽略开挖引起的土体回弹, 当桩长与墙宽之比较小时, 把水泥土挡墙看作刚体, 然后探讨了土体非线性对墙体水平位移和墙体所受到的土压力的影响.

## 1 计算模型

计算简图如图 1 所示: 挡墙两侧土体与墙的相互作用用一系列弹簧来代替, 非开挖侧(主动区)和开挖侧(被动区)的土弹簧系数是位置和水平位移  $u$  的函数, 分别表示为  $k_a(z, u)$  或  $k_p(z, u)$  (下标 a 和 p 分别表示主动区和被动区的参数,

收稿日期: 2002-11-02; 修订日期: 2002-12-10

基金项目: 河南省科技攻关项目(981130411); 河南省自然科学基金资助项目(984043200)

作者简介: 刘忠玉(1968-), 男, 河南省延津县人, 郑州大学副教授, 博士, 主要从事岩土力学方面的科研和教学工作.

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net



$$k_a(z) = m_a(H - z) \tag{14}$$

$$k_p(z) = m_p(h - z) \tag{15}$$

而作用在挡土墙上的主动土压力  $p_a$  和被动土压力  $p_p$  一般按朗肯土压力理论计算:

$$p_a(z) = (q + \gamma(z)) \cdot K_a(z) - 2 \cdot c_a(z) \cdot \sqrt{K_a(z)} \tag{16}$$

$$p_p(z) = \gamma(z) \cdot K_p(z) + 2 \cdot c_p(z) \cdot \sqrt{K_p(z)} \tag{17}$$

$$K_a(z) = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{\varphi_a(z)}{2} \right] \tag{18}$$

$$K_p(z) = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{2} + \frac{\varphi_p(z)}{2} \right] \tag{19}$$

式中:  $c(z)$  为高程处土体的粘聚力. 但朗肯理论假定墙与土体之间没有摩擦力, 因此按上式算得的主动土压力偏大, 被动土压力偏小, 实践中往往把算得的主动土压力乘以 0.7~1 的折减系数, 而被动土压力不予修正<sup>[9]</sup>. 另外和文献[7]一样, 需要限制按式(9)算出的被动区土体对墙的作用力不大于被动土压力, 按式(12)算出的主动区土体对墙的作用力不小于主动土压力.

由于本文把水泥土挡墙视为刚体, 设墙底中点的水平位移为  $\delta$ , 墙的转角为  $\theta$ , 则墙面某点的刚性位移近似为

$$u(z) = \delta + \theta \cdot z \tag{20}$$

1.2 墙底土与墙的相互作用

假定墙底土体与墙的竖向相互作用力  $P(z)$  符合 Winkler 假定, 基床系数设为  $k_v$ , 同时假定墙体均匀. 当墙静止不动时,  $P(x)$  可认为均匀分布:

$$P(x) = W/B \tag{21}$$

式中:  $B$  为墙宽. 当墙转动  $\theta$  角时,  $P(x)$  为直线分布:

$$P(x) = W/B + k_v \cdot \theta \cdot x \tag{22}$$

墙底土体与墙之间的摩擦力  $T$  与二者之间的相对水平位移  $\delta$  有关,  $\delta$  越大,  $T$  越大, 二者假定为双曲线关系. 当相对水平位移达到一定值  $\delta_m$  时, 摩擦力达到极值  $T_{\max}$ . 所以:

$$T(\delta) = \begin{cases} \frac{T_{\max} \delta}{(1 - R_{fT}) \delta_m + R_{fT} \delta}, & (\delta < \delta_m) \\ T_{\max}, & (\delta \geq \delta_m) \end{cases} \tag{23}$$

式中, 破坏比  $R_{fT}$  在 0.75~1 之间取值, 同时按下式计算  $T_{\max}$ <sup>[9]</sup>:

$$T_{\max} = c_0 \cdot B + W \tan \varphi_0 \tag{24}$$

式中:  $c_0$  和  $\varphi_0$  分别为墙底土的粘聚力和内摩擦角.

1.3 平衡方程的建立与位移求解

根据墙体水平方向力的平衡条件和力矩平衡条件, 可建立如下方程组:

$$\begin{aligned} f(\delta, \theta) &= \int_0^H s_a(z, u) dz - \int_0^h s_p(z, u) dz - \\ T(\delta) &= 0 \end{aligned} \tag{25}$$

$$\begin{aligned} f(\delta, \theta) &= \int_0^H s_a(z, u) z dz - \int_0^h s_p(z, u) z dz \\ - M(\theta) &= 0 \end{aligned} \tag{26}$$

式中:  $M(\theta)$  为墙体自重和墙底土的支持力对墙底中点的力矩, 即

$$M(\theta) = k B^3 \theta / 12 \tag{27}$$

事实上, 式(25)和式(26)是未知量  $\theta$  和  $\delta$  的非线性方程组, 对其直接求解是比较困难的. 这里先定义如下函数:

$$g(\delta, \theta) = f^2(\delta, \theta) + M^2(\delta, \theta) \tag{28}$$

很明显, 若某一对  $(\delta, \theta)$  是方程组(25)和(26)的解, 则式(28)在此点可取得最小值零; 反之, 若式(28)在某点  $(\delta, \theta)$  取得最小值零, 则它肯定是方程组(25)和(26)的解. 如果式(28)的最小值大于零, 则说明方程组(25)和(26)无解, 这意味着挡土墙已丧失稳定. 而式(28)的极值可用优化理论中的 Powell 法方便求得. 所以我们可以用求式(28)极值点的方法间接求方程组(25)、(26)的解.

2 实例及分析

以文献[7]的某水泥土挡墙为例, 墙深 8 m, 宽 3.7 m, 场地土层的平均重度为 18.3 kN/m<sup>3</sup>, 抗剪强度指标取厚度加权平均值, 内摩擦角为 18.9°, 内聚力为 7.1 kPa, 地面载荷 10 kPa, 取  $m_a = m_p = 8000 \text{ kN/m}^4$ ,  $k_v = h \cdot m_p$ ,  $\delta_m = 6 \text{ mm}$ , 主动土压力折减系数取 0.8, 破坏比  $R_{fa} = R_{fp} = R_{fT} = 0.85$ , 然后按上述方法进行了水平位移和土压力的计算, 并与文献[7]中性线模型的结果进行了对比, 见图 3~5.

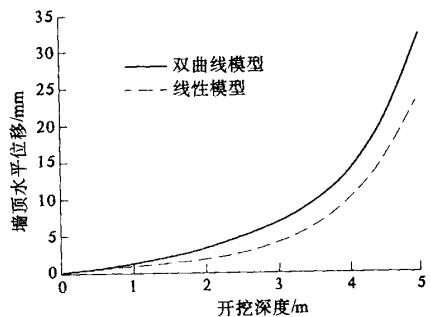


图 3 墙顶水平位移与基坑开挖深度的关系

Fig. 3 Relations between horizontal displacement of the top and depth of the pit

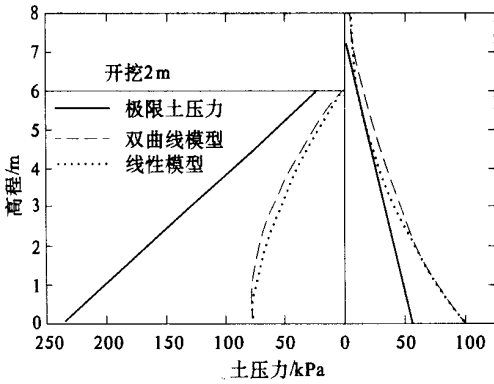


图 4 开挖 2 m 深时土压力分布

Fig. 4 Distribution curves of soil pressure for a 2 m depth pit

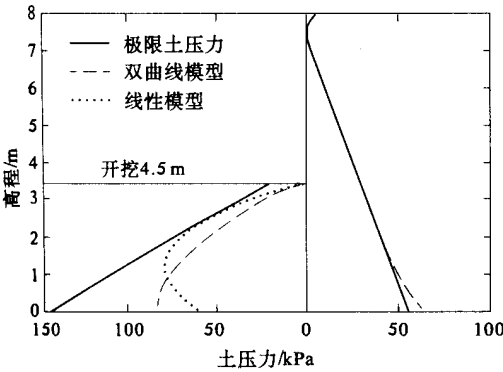


图 5 开挖 4.5 m 深时土压力分布

Fig. 5 Distribution curve of soil pressure for a 4.5 m depth pit

从图 3 中的墙顶水平位移随基坑开挖深度的变化曲线可以看出,考虑土体非线性的双曲线模型的结果具有和线性模型相似的规律:当开挖深度较小时,二者基本上呈线性变化,这说明墙两侧土体处于弹性状态;随着开挖深度的增加,二者呈非线性变化,这意味着墙侧土体(主要在主动区)开始逐渐转为屈服状态;当开挖到一定深度后,曲线变陡,此时主动区大部分土体已处于屈服状态,被动区土体也较快地转为屈服状态.但是双曲线模型的结果始终大于线性模型的结果,并且开挖越深,前者大于后者就越多.这说明土体的非线性的影响随着土体的屈服范围的增大而越来越显著.

另外,从图 4 和图 5 中的不同开挖深度时的土压力分布曲线可以看出:当基坑开挖较浅(如 2.0 m)时,挡墙两侧土体基本上处于弹性阶段,用

双曲线模型算得的土压力都略大于线性模型的结果;当基坑开挖较深(如 4.5 m)时,主动侧土体已大部分屈服后,双曲线模型算得的基坑下被动区的土压力却与线性模型的结果相差较多,且在较大范围内前者小于后者.

### 3 结论

本文在讨论土体与水泥土挡墙之间的非线性相互作用时,采用了比较符合实际的双曲线模型,在对非线性平衡方程组求解时,将其转化为求极值问题的极值点.通过和线性模型有关结果的比较,可以看出:两种模型算得的墙顶水平位移随开挖深度变化的规律基本相似,但双曲线模型的结果较大;基坑开挖较浅时,两种模型算得的土压力分布相差不大,但是随着基坑开挖深度的增大,土体的屈服范围越来越大,两种模型算得的土压力分布的差异会越来越大,即土体的非线性的影响也越来越显著.

### 参考文献:

- [1] 蔡伟铭. 水泥土挡土结构水平位移的计算 [A]. 高大钊. 软土地基理论与实践 [C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992. 132~136.
- [2] 孙介华. 关于水泥土搅拌桩挡墙水平位移的分析与控制 [J]. 水文地质工程地质, 1998, (5): 58~59.
- [3] 杨光华. 深层搅拌桩等嵌入式重力挡土结构稳定与变形的计算 [J]. 岩土工程学报, 1996, 8(4): 91~94.
- [4] 史佩栋. 搅拌桩挡墙的设计与施工 [A]. 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册 [C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. 603~660.
- [5] 高文华. 基于 Mindlin 板理论的深层搅拌桩墙体受力变形的空间效应 [J]. 土木工程学报, 1999, 32(5): 71~75.
- [6] 冯又全, 杨敏, 熊巨华. 水泥土复合式围护结构的位移内力计算与性状分析 [J]. 岩土工程技术, 1999 (3): 3~6.
- [7] 刘忠玉, 崔国游, 宋聚奎, 等. 刚性挡土墙的水平位移计算 [J]. 郑州工业大学学报, 2000, 21(3): 76~79.
- [8] 王占生, 张克绪. 土-结构相互作用的修正刚度法及其在基坑工程中的应用 [J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 652~654.
- [9] 方小兵. 深层水泥土搅拌桩支护墙设计计算探讨 [J]. 工程力学, 1998, (增刊): 561~564.

(下转第 31 页)

Hyper-singular Integral Equation Method on Crack  
in Half-plane Body with Free Boundary

DU Yun-hai , GUO Tong-de

( Department of Mechanics Engineering ,Zhengzhou University , Zhengzhou 450002,China)

**Abstract :** The problem of the crack parallel to the free boundary in a half-plane body , with the distributed loads only at the crack surface is discussed in this paper .Based on the fundamental solution of the elastic mechanics on a half-plane body with the free boundary and using Bitt's law ,the stress displacement relation , Hooke's law and stress boundary condition of the crack ,the hyper singular integral equations to describe this problem are derived . Through suitable integral transforms the corresponding numerical method in the sense of the finite part integral of the hyper singular integral is established .Using this method ,the non dimensional stress intensity factors of the crack under the uniformly distributed loads are calculated .The result shows that I , II type stress intensity factors exist synchronously , and change greatly close to the free boundary , even if there is single normal or tangent direction load on the crack boundary .

**Key words :** half plane ; crack ; hyper singular integral equation ; stress intensity factor

( 上接第 23 页)

Effect of Soil Nonlinearity on Horizontal Displacement of Soil cement Retaining Wall

LIU Zhong-yu<sup>1</sup> , LI Yong-zhen<sup>2</sup>

( 1.College of Civil Engineering ,Zhengzhou University ,Zhengzhou 450002,China ; 2.Henan Jianda Engineering Construction Supervision Company , Zhengzhou 450002,China)

**Abstract :** By introducing the hyperbola model to characterize the nonlinear interaction between the soil and the soil-cement retaining wall ,assuming the wall as a rigid body and considering the effect of shearing and overturning resistance of its weight and the soil below the wall ,a set of nonlinear equations to express its balance are presented and solved by converting them into a corresponding extremum problem .The results illustrate that the horizontal displacement vs cutting depth curve by the hyperbola model is basically similar to that by linearity model , but the horizontal displacement solved by the former is greater and the difference between the distributions of soil pressure solved by the models becomes greater with the cutting depth ,that is ,the effect of soil nonlinearity is obvious .

**Key words :** soil cement ; retaining wall ; horizontal displacement ; soil pressure ; nonlinearity