

文章编号: 1001-1986(2006)01-0037-04

顶管工程后背受力与变形三维分析

严绍军¹, 张爱华²

(1. 中国地质大学, 湖北 武汉 430074; 2. 郑州市自来水公司, 河南 郑州 450052)

摘要: 以某顶管工程为背景, 采用朗肯被动土压力理论对后背土体的承载能力进行了分析; 根据弹塑性模型建立起后背结构的三维有限元模型, 对后背结构与土体在顶力作用下的变形与受力过程进行分析, 并同朗肯理论结果进行比较; 对影响后背结构的变形各因素进行了分析; 对后背结构顶力合力点的变形进行了实测, 并同理论预测结果进行了对比分析, 初步探讨了形成差异的主要原因。

关键词: 顶管; 后背; 变形; 有限元

中图分类号: TU442 文献标识码: A

Stress and deformation analysis of pipejacking thrust wall

YAN Shao-jun¹, ZHANG Ai-hua²

(1. Engineer School, China University of Geoscience, Wuhan 430074, China;

2. Zhengzhou Water Supply Co. Ltd, Zhengzhou 450052, China)

Abstract: The bearing capacity of the soil behind the thrust wall is analyzed with Rankine theory for lateral passive earth pressure in a pipe jacking project. The stress and deformation produced by the jacking force are researched by a three-dimension elastoplastic FEM model for the thrust wall and soil. The results are compared with the Rankine theory. The factors, the elastic modulus and the height of the thrust wall, the elastic modulus of soil and the wall-soil interface friction coefficient, which effect the deformation and the stress, are analyzed. The deformation of point for the composition of jacking forces is measured in situ and compared it with the result of FEM. The main reasons for the difference are discussed.

Key words: pipejacking, thrust wall, deformation, finite element

收稿日期: 2005-03-24

作者简介: 严绍军(1973—), 男, 四川绵竹人, 中国地质大学工程学院博士生, 岩土工程专业.

d. 求取最大影响深度, 由式(17)可知, 最大影响深度在理论上是存在的, 但是由于关系式过于复杂, 要求解出最大影响深度难度较大。

4.2 算例

如图3所示的地质模型, 山体岩石容重与水平地层岩石容重相同, 山体下伏岩石泊松比的取值为0.25, 模型的几何参数如图中所示。地形轮廓线的函数表达式为 $f(x)=0.6x-300$ 。根据式(17)可得:

$$4500(500-2x)+9z^2 \ln \frac{z^2+x^2}{z^2+(x-500)^2} + 9000x - 18zx \arctan \frac{500z}{z+x(x-500)} = \pi z. \quad (18)$$

为求解水平面上任意一点其正下方所对应的地形对自重成因地应力的影响深度, 只须将该点的横坐标代入(18)式求解方程即可。

5 结论

a. 地形对自重成因地应力的影响程度是随着深度的增加而减小的, 当山体这个外加荷载在水平岩石中引起的水平向附加应力小于静止侧向压力的20%时, 地形对自重成因地应力的影响可以忽略;

b. 地形对自重成因地应力的影响深度随水平岩层表面点的变化而变化。复杂多变的地形必然导致在不同部位对自重成因地应力的影响深度不同, 这对于依据地形地貌合理布设应力测试孔的位置具有指导意义;

c. 通过对式(17)分析还表明, 当 x 的取值为地形线与水平坐标轴所围成封闭图形形心所对应的横坐标(x_p)时, 影响深度 z 取得最大值。 x 的取值为 $[x_0, x_1]$ 之外时, 该区间越远, 影响深度越小。若令式(17)中的 z 为零, 便可求得当 x 取何值时, 地形对自重成因地应力场无影响;

d. 本文研究成果存在不足, 如假设条件过于理想, 工程地质条件方面的信息较少等。

参考文献

- [1] 张咸恭, 王思敬, 张倬元, 等. 中国工程地质学[M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- [2] 张倬元, 王士天, 王兰生, 等. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1980.
- [3] 徐林生, 王兰生, 等. 二郎山公路隧道地应力测试研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(4): 611—614.
- [4] 吴家龙. 弹性力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2001.
- [5] 钱家欢, 殷宗泽, 等. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.

1 引言

在顶管工程中, 顶力是由后背结构的反力提供。随着顶管工程的管径越来越大, 所需提供的顶力随之增加, 后背结构的受力与变形愈显重要。而后背墙的土体土压力的分布对最大顶力的设计有重要影响, 通常的计算方法是沿用朗肯土压力理论, 用二维分析的方法计算墙后被动土压力, 用此方法算出的值作为最大后背土体抗力^[1]。事实上, 只有当挡土墙的长宽比大于 4 时, 朗肯理论的计算结果才较为准确。顶管施工的后背墙及后背土体构成一个三维体系, 而朗肯理论公式结果往往偏小^[2]。另外, 后背结构的变形也是一个值得重视的问题, 如果变形过大, 必然会造成顶进过程中油缸的进程大部被后背结构的变形所消耗掉^[3]。本文以某市输水干渠改造工程为研究对象, 对上述问题进行了探讨。该工程需穿越两段汉代古城墙, 为保护古城墙, 决定采用顶管。

2 工程地质条件

试验段城墙宽约为 64 m, 城墙两边地面标高为 111 m, 地貌形态上看属于冲洪积岗地。对顶管有影响的主要有两个地层: 黄土状粉土 Q₃eol: 黄色~黄褐色, 稍湿, 稍密, 见蜗牛壳碎片、白色钙质条纹, 顶部发育虫孔, 底部见直径约为 0.5 cm 的小姜石, 层厚约 4 m, 层底标高约为 107.5 m; 粉土 Q₃al+pl: 黄褐色, 稍湿~湿, 稍密, 含少量蜗牛壳, 上部见小姜石、白色钙质条纹, 土层参数见图 1。

本次顶管管道主要置于黄土状粉土层中, 通过制作粗糙度与管材表面相同的试块, 测试其与土体的摩擦系数, 平均值为 0.28。顶管采用的管材为从美国艾美隆公司引进技术生产预应力钢筒混凝土水管, 混凝土的强度为 C50, 管材的外径为 2 880 mm, 接口采用双胶圈密封形式。

3 后背土体承载力 Rankine 理论分析

顶管工程施工时, 确定后背土所能提供的最大土抗力的数值, 是顶进能否成功的关键问题: 如对土抗力值估计过高, 当顶进过程中顶力较大时, 土可能出现较大的变形, 使千斤顶部分回程消耗在土体变形之上, 降低效率, 严重时会造成后背土破坏, 使顶进失败。现有的土抗力 R' 的计算公式较多, 但一般都采用经典土力学中 Rankine 被动土压力公式为基础来计算。

$$R' = B \left(\gamma H^2 \frac{K_p}{2} + 2dH \sqrt{K_p} + \gamma h K_p \right) ,$$

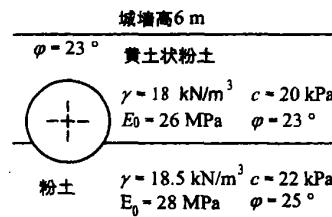


图 1 试验段土层参数与分布

Fig. 1 The distribution and parameter of the test part soil
式中 R' 为计算土抗力; B 为后背墙的宽度; γ 为土的重度; H 为后座墙的高度; K_p 为被动土压力系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$; h 为地面到后座墙顶部的高度。

根据本工程的条件, 后背墙的宽度 B 为 6 m, 高度 H 为 5 m, 后座顶部到地面的高度为 0 m, 土体的强度参数见图 1。经计算得后背所能提供的土抗力为 4 895 kN。

采用上式进行计算, 计算值一般与实际结果有较大的出入^[4], 为了与实际结果相符合一般在计算土抗力前乘以一个修正系数 α 后作为设计值^[2]。

4 后背土体三维数值分析

4.1 DP 数学模型及几何模型简介

在有限元分析中, 德鲁克—普拉格 (Drucker—Prager) 建议采用如下屈服准则:

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k , \\ \alpha = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}\sqrt{3+\sin^2\varphi}} \quad k = \frac{\sqrt{3}c\cos\varphi}{\sqrt{3+\sin^2\varphi}} ,$$

式中 I_1 为应力张量第一不变量; J_2 为应力偏量第二不变量。

依据该屈服准则, 按相关流动法则建立起来的弹塑性模型即为 D—P 模型, 本文采用该模型来模拟后背土体的受力与变形。后背墙结构采用弹性模型进行建模, 并在土体与后背结构之间设置接触单元来模拟土体与结构体之间的相互作用。根据上述数学模型, 结合实际的几何尺寸, 建立用于三维数值分析的有限元模型, 并采用六面体八节点单元进行划分。沿工具管周线均匀布置 4 个液压油缸, 各油缸布置范围为荷载(顶力)作用点, 合力中心高度距工作坑底 1.8 m。同时, 在模型四周和地面合理的设置约束, 在油缸着力点范围施加荷载。

4.2 后背受力过程分析

采用上述模型, 顶力合力值分别取 0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.4 倍计算土抗力值 R' (4 895 kN), 作用于后背墙体下部油缸部位。每次

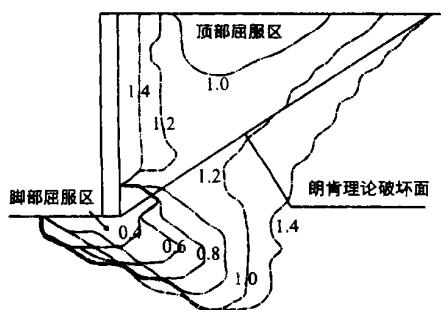


图2 不同顶力塑性区随荷载增加分布图

Fig. 2 The yield zone distribution for different loads

施加荷载后进行计算, 直到收敛, 然后施加下一级荷载, 反复计算。

图2为后背中心垂直剖面的塑性区随荷载发展的分布曲线图。从该图可以看出, 当荷载小于 $0.2R'$ 时, 基本未见塑性区产生。随着荷载的不断施加, 首先在脚部出现屈服, 并逐渐向下部扩展。当荷载等于1.0倍朗肯理论结果时, 后背土体地面开始出现塑性区, 但未与脚部塑性区贯穿。同时地面鼓起, 这与实际观测的现象比较吻合。随着荷载的继续增加, 在荷载等于 $1.2R'$ 时, 后背土体中部塑性区贯穿(该处应力条件与平面应变条件最为接近), 但整个后背土体仍然存在一定安全储备, 直到荷载大于1.4倍朗肯理论值后, 后背彻底破坏。从分析可知, 三维计算结果与朗肯理论有一定差异: 首先, 三维分析塑性区首先在脚部产生, 随着荷载的增加向后背土体的下部发展, 达到一定深度之后, 才逐渐向地表扩展, 与顶部屈服区贯穿; 其次, 朗肯公式认为破坏角为 $45^\circ - \varphi/2$, 但从三维分析结果看, 比理论值要大; 最后, 三维分析的后背土体的承载力要大于朗肯理论的结果, 这也与实际工程结果相吻合。

据分析, 产生上述差异的主要原因有: Rankine公式是一个理想化公式, 即平面应变条件下的土压力公式, 而顶管后背宽度有限, 简化为平面应力问题不尽合理; 顶管后背受力范围有限, 且一般设置在下部特定位置, 荷载施加以后, 后背墙体并不是整体向后移动。如本次研究油缸设置位置低, 甚至形成了顶部与底部墙体出现相反位移的现象。

同时, 计算结果还发现, 三维有限元计算的后背土侧压力随着荷载的增加逐渐加大。除荷载为0.2倍朗肯理论值时, 土压力近似为线性分布外, 其余均在底部降低。这主要是因为随着荷载的增加, 下部土体屈服导致被动土压力降低。但从总体上看, 后背土压力基本与朗肯理论相吻合。

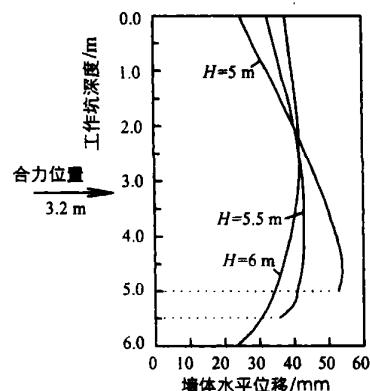


图3 墙体中截面水平位移曲线

Fig. 3 The wall middle section horizontal deformation curve

4.3 影响后背受力与变形的因素分析

后背的力与变形主要受后背结构自身的物理力学及几何参数、土体自身性质、后背土体与后背结构间接触面参数等影响。

4.3.1 后背结构物理 几何参数的影响

分析时将后背结构体视为弹性体, 因此这里主要分析后背结构的弹性模量及后背高度的影响。

首先对于后背结构的弹性模量, 分别采用22 GPa(C15)与32.5 GPa(C40), 荷载施加至1.0倍朗肯理论值。从计算结果可以看出, 采用C15与C40的混凝土, 后背结构在荷载作用下的最大位移分别为53.72 mm、52.38 mm, 差值为1.34 mm。另外, 对后背土体的塑性区影响也很小, 主要差别在顶部, 采用C15的混凝土顶部塑性区比C40稍微小一点, 但总体差别不大。所以, 采用不同弹性模量的混凝土对后背土体整体影响很小, 甚至可以忽略。通过提高混凝土的标号来改善后背土体的变形与受力条件并不经济有效。也有许多工程采用方木、钢轨及横铁等组成的装配式后背, 该类后背结构受力更加复杂。为了提高后背的整体性, 适当增加墙体厚度与刚度是合理的。

实际上, 研究后背墙体高度的变化对顶力与变形的影响更有现实意义。墙体的高度H分别取5.0 m、5.5 m、6.0 m进行计算, 施加同样的荷载值4 895 kN。墙体相应的最大水平位移量分别为54 mm、43 mm、42 mm。墙高由5 m增加为5.5 m, 水平位移量降低了11 mm, 但从5.5 m增加为6.0 m, 只降低了1 mm。另外从图3可以看出, 不但位移量发生了改变, 最大位移点的相对位置也同样发生了改变, 5 m墙高时最大位移点基本位于最下部, 随着墙高增加, 最大位移点逐渐向上部移动, 6 m墙高时, 最大位移点转移到墙体中部, 同时墙体自身的挠曲变形为最大, 结构处于不利状态。另外, 塑性屈服

区的范围随着高度的增加也发生了显著改变,当墙体高度为5.0 m、5.5 m时,屈服区首先在脚部出现,然后在顶部产生,而墙体高度为6 m时,首先在顶部产生屈服区,随着荷载的增加不断向下延伸。这种变化实际上也反应了顶力合力位置与土体反力合力相对位置变化对墙体受力与变形的影响^[1]。

4.3.2 土体及接触面参数的影响

顶管施工时,后背墙体的水平位移主要来自于后背土体自身的压缩变形。采取工程措施,如换填、夯实等,可以提高后背土体的弹性模量和强度,以此来降低后背墙体的水平位移值,防止后背土体顶翻造成顶进失败。对于本工程,改变后背土体的弹性模量参数,分别取26 MPa、35 MPa、45 MPa、55 MPa,采用前述模型进行计算,得到墙体最大水平位移值分别为54 mm、41 mm、32 mm、27 mm。可以看出,提高土体的弹性模量,能有效的降低后背墙体的水平位移值。但是,要想提高土体的弹性模量与强度,涉及的土体的范围较大,造价一般较高。

另一个可能影响后背土压力分布的因素是墙体与土体之间接触面摩擦角。朗肯理论假设墙体与土体之间的摩擦角等于墙体后地面倾角。依据该理论,由于本工程地面为水平,因此该摩擦角应为0°。而库仑土压力理论采用土体与墙体材料的剪切试验指标。通过室内实验测得土体与混凝土之间的摩擦系数为0.28。因此,对前述模型中的墙体与后背土体之间的摩擦系数进行调整后,研究该值的改变对结果的影响。计算发现,这种改变对土压力的分布影响很小,对工程设计的影响可以忽略。这是因为后背土体中紧邻墙体的部分主要以承受压力为主,因此这种剪切系数的改变不会对结果造成大的影响。

5 后背变形实测与理论分析对比

在后背墙体的油缸顶力的合力位置设置观测点,记录顶力与后背水平位移值,得到一条实测的顶力~水平位移曲线,并同三维数值计算结果进行比较,见图4。从该图可以看出,在加载初始阶段,实测墙体变形大于计算值,到后期增幅明显降低,并逐渐小于计算值。初步分析其主要原因是在施工过程中不可避免的对后背天然土体进行扰动,局部土体的变形参数降低。后期实测变形降低主要原因因为三维数值分析采用的是弹塑性模型,假设变形是瞬时产生,不考虑时间的影响。实际上顶管过程是一个反复加载~卸荷过程,加载持续时间很有限。而土体的实际变形需要时间的,特别是粘性土,土体在这种荷载作用下往往来不及产生永久的塑性变形。解

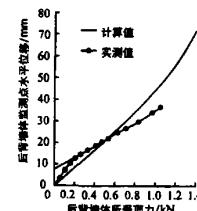


图4 后背墙体变形实测与理论分析对比

Fig. 4 The comparison between calculation and in situ test for the horizontal deformation of the wall

决此问题的途径一个是土体本构模型采用弹粘塑性体,加载过程尽量符合实际,但这种方法需要进行专门的试验且实际加载过程非常复杂,模拟效果也往往难以达到理想状态。另外一种途径是仍采用弹塑性本构模型,但测试土体强度参数的试验尽量与实际施工状态吻合。

6 结论

a. 后背墙的宽度B为6 m,高度H为5 m,采用朗肯被动土压力理论计算得后背所能提供的土抗力为4 895 kN。数值分析得到后背土体完全屈服的土抗力约为朗肯理论结果的1.4倍。三维分析得到的破坏角比朗肯公式理论值要大;

b. 除荷载为0.2倍朗肯理论值时土压力近似为线性分布外,其余均在底部产生降低。总体上看,后背土压力基本与朗肯理论相吻合;

c. 通过提高混凝土的标号来改善后背土体的变形与受力条件并不经济有效。改变墙体的高度,不但位移量发生了改变,最大位移点的相对位置也同样发生了改变。这种墙体高度变化实际上也反应了顶力合力位置与土体反力合力相对位置变化对墙体受力与变形的影响。提高土体的弹性模量,能有效的降低后背墙体的水平位移值,但造价一般较高。而结构体与土体间的摩擦系数对结果影响小;

d. 在加载初始阶段,实测墙体变形大于计算值,到后期增幅明显降低,并逐渐小于计算值。造成实测的初始变形大的主要原因是在施工过程中不可避免的对后背天然土体进行扰动,局部土体的变形参数降低。后期实测变形降低主要原因因为三维数值分析采用的是弹塑性模型,没有考虑时间的影响。

参考文献

- [1] 余彬泉,陈传灿.顶管施工技术[M].北京:人民交通出版社,1998.8.
- [2] 高乃熙,张小珠.顶管技术[M].北京:中国建筑工业出版社,1984.
- [3] 王勛成.有限单元法[M].北京:清华大学出版社,2003.
- [4] 冯海宁,徐日庆,龚晓南.沉井后背墙土抗力探讨[J].中国市政工程,2002(1): 64—66.