

基于强度折减有限元法的地下连续墙槽壁稳定性分析

孟德平

(中国中铁一局集团第二工程有限公司,河北唐山 063004)

【摘要】 运用强度折减有限元法对北京地铁 16 号线西苑站标段地下连续墙槽壁稳定性进行分析,确定了滑裂面位置和滑动体形状,模拟了槽壁失稳破坏的全过程。探讨了泥浆比重、泥浆水头、地下水位、地表均布荷载等因素对于槽壁破坏模式和影响系数的影响。

【关键词】 强度折减有限元;稳定性分析;地下连续墙;槽壁

【中图分类号】 TU 942

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2018.02.004

Stability Analysis of Slurry Trench of Diaphragm Based on Strength Reduction Finite Element Method

Meng Deping

(Second Engineering Company Ltd of China Railway First Group, Tangshan 063004, Hebei, China)

【Abstract】 Based on the strength reduction finite element method, the stability of slurry trench of diaphragm in the Beijing metro line 6 Xiyuan station was analyzed. The location and profile of the critical slip surface were calculated. The failure process was also simulated in the commercial software ABQUS. Meanwhile, the effects of various factors such as mud weight and depth, underground water level and surface distributed load were provided in this paper.

【Key words】 strength reduction finite element method; stability analysis; diaphragm; slurry trench

0 引言

北京地铁 16 号线西苑站位于圆明园西路和颐和园路交叉路口北侧西苑交通枢纽内,是地铁 4 号线与 16 号线的换乘车站。本标段为地下三层岛式车站,采用明挖法止水施工,支护体系为地下连续墙和钢支撑。

地下连续墙成槽过程中及成槽之后槽壁稳定性控制是一项重点工作。槽壁失稳轻则导致槽孔局部扩大引起混凝土绕流、墙面鼓包、沉渣超标、接头夹泥,重则导致缩孔、槽孔坍塌。而保证槽壁稳定的核心工作就是泥浆护壁的参数确定及过程控制。地下连续墙在北京应用较少,且出现过失败案例。因此,本文针对西苑站标段地下连续墙槽壁稳定性进行分析,并探讨可能的影响因素。

1 泥浆护壁稳定理论

1.1 泥浆护壁原理

地下连续墙成槽过程采用泥浆进行护壁,其作

用机理分为以下三方面:

1) 泥浆对槽壁的压力包括侧向静压和渗透压力,这两部分有效抵消了主动土压力、地下水压力,直接促进槽壁稳定;

2) 护壁泥浆的“泥皮效应”阻断了泥浆对槽壁后面土体的继续侵蚀,增强了土体自身稳定性,更有利于护壁泥浆作用的发挥;

3) 通过泥浆的循环可将槽孔中渣土排出槽孔。这个过程同时也会提高泥浆的重度,从而提高地下连续墙的稳定性的。

1.2 泥浆护壁研究现状及计算方法

目前常用的槽壁稳定性计算方法主要是滑动楔体法,包括二维和三维两种形式。根据文献[1],二维稳定性分析可假设滑动体形式如图 1 所示,槽壁稳定性安全系数公式如式(1)。

$$F = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + 2M_4}{M_5 + M_6 + M_7} \quad (1)$$

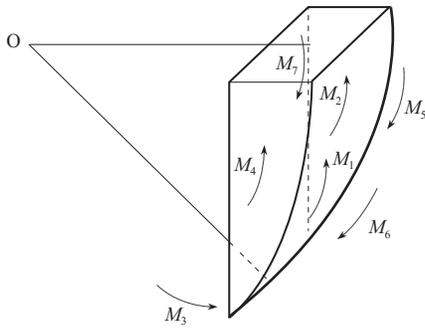


图1 槽壁稳定性滑动体分析模型

根据文献[2],采用三维模型进行分析时可假设滑块为半椭圆形,且上下面不平行,见图2(a)。滑动块受力见图2(b)。则滑动体在水平、竖直两个方向受力平衡可表示为式(2)和式(3)。

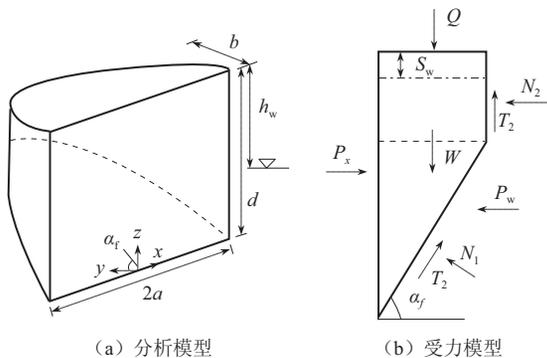


图2 槽壁稳定性滑动体分析模型和受力模型

$$P_s + T_1 \cos \alpha_f = N_1 \sin \alpha_f + P_w + N_2 \quad (2)$$

$$Q + W = T_2 + T_1 \sin \alpha_f + N_1 \cos \alpha_f \quad (3)$$

以上两种滑动楔体法具有计算成本低、受力机制明确等优点。然而其缺点也非常明显:①将滑块体视为整体,没有考虑实际土的本构关系,只能作为一种简化的估算方法;②滑动楔体法属于极限平衡法的一种,只能计算失稳时的状态,无法模拟滑裂面出现和发展的过程;③需事先确定滑裂面位置、假设滑动体的形状,计算结果依赖于假设的正确性。

2 基于强度折减有限元法的槽壁建模

2.1 强度折减有限元法简介

强度折减法最早由 Zienkiewicz 提出,核心概念是抗剪强度折减系数 F_s ,即土体所能提供的最大抗剪强度与外荷载在土体内产生的实际剪应力之比。若假定槽壁内所有土体抗剪强度的发挥程度相同,则这种抗剪强度折减系数相当于传统意义上的安全系数。折减后的抗剪强度参数可表达为式(4)和式(5)。

$$c_m = c/F_s \quad (4)$$

$$\varphi_m = \arctan(\tan \varphi/F_s) \quad (5)$$

式中: c 和 φ 为土体所能提供的抗剪强度; c_m 和 φ_m 为维持平衡所需要的抗剪强度; F_s 为强度折减系数。计算中假定不同的强度折减系数,根据折减后的强度参数进行有限元分析,观察计算是否收敛。在整个计算过程中不断地增加 F_s ,当达到临界破坏时的强度折减系数 F_s 就是边坡稳定安全系数。

强度折减有限元法可以自动搜索滑裂面,确定滑动体形状,其结果更符合真实情况,在边坡、土石坝等领域均有广泛应用^[3-5]。采用强度折减有限元法进行地下连续墙槽壁稳定性分析^[6],不仅可以模拟槽壁失稳破坏的全过程,而且可以方便地改变参数讨论影响因素,是进行槽壁稳定性研究的一种有效手段。

2.2 数值模型建立

本工程地下连续墙成槽深度约40.0~42.5 m,设计标准槽口长6 m。根据地勘资料,场地存在1.4~5.4 m厚的人工堆积层及3.6 m厚砂层、卵石层。人工填土层结构松散,杂填土及卵石素填土容易坍塌,新近沉积土砂卵石工程性质不稳定,第四纪全新世冲洪积层、第四纪晚更新世冲洪积层结构致密自稳性好,故本工程槽壁稳定性计算深度取值9 m,上层滞水稳定水位深度7 m。

本文使用商业软件 ABAQUS 进行建模和计算。数值模型见图3,分为人工堆积层、厚砂层和卵石层三层。为减小边界效应取土块长度为40 m,土块宽度为6 m,土块高度为9 m。除槽壁外,土块底面和侧面均采用水平对称边界约束。网格采用八面体单元 C3D8,其边长为0.5 m。本文采用土水分离的方法:地下水位以下的土采用浮重度 γ' ,其对侧壁的压力为 $k\gamma'_h$ (k 为土的侧压力系数),本计算取0.5;水对侧壁的压力为 γ_{wh} 。泥浆对土的作用以等效压力的形式作用于槽壁。

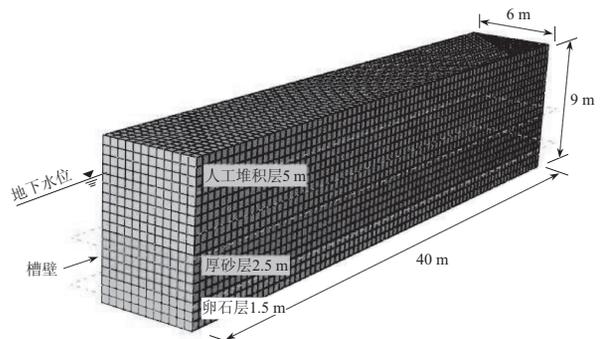


图3 有限元模型

土体采用理想弹塑性本构模型和摩尔-库伦强度准则。强度折减通过在不同计算步改变材料的 c 和 φ 实现。折减后单元应力无法与强度匹配,将不能承受的应力逐渐转移到周围土体单元中去。当出

现连续滑动面(屈服点连成贯通面)之后,土体就将失稳。在 ABAQUS 中,设定材料参数随场变量变化,以计算是否收敛作为评价槽壁是否失稳的标准。土层的计算参数见表 1。

表 1 数值模型计算参数

土层	天然重度 /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	浮重度 /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	弹性模量 /MPa	泊松比
人工堆积层	15700	5700	10	12	8	0.38
厚砂层	16350	6350	0	30	50	0.35
卵石层	19600	9600	0	38	100	0.25

3 槽壁稳定性分析

3.1 槽壁失稳破坏过程模拟

极限平衡分析法需提前假设滑裂面位置和滑动体形状,然后计算该滑面的安全系数^[7]。而强度折减有限元法可以自动算出最危险滑裂面、确定滑块形状,并计算其安全系数。

当地下水位为 7 m、泥浆水位为 7.5 m、泥浆比重 $\gamma_{\text{泥}}/\gamma_{\text{w}}=1.01$ 时,计算出滑裂面呈大致的楔形,并通过槽底。由图 4 可以清楚地观察到土体失稳的过程中塑性区的变化:一开始是槽底出现屈服,然后向上延伸,直到塑性区贯通。

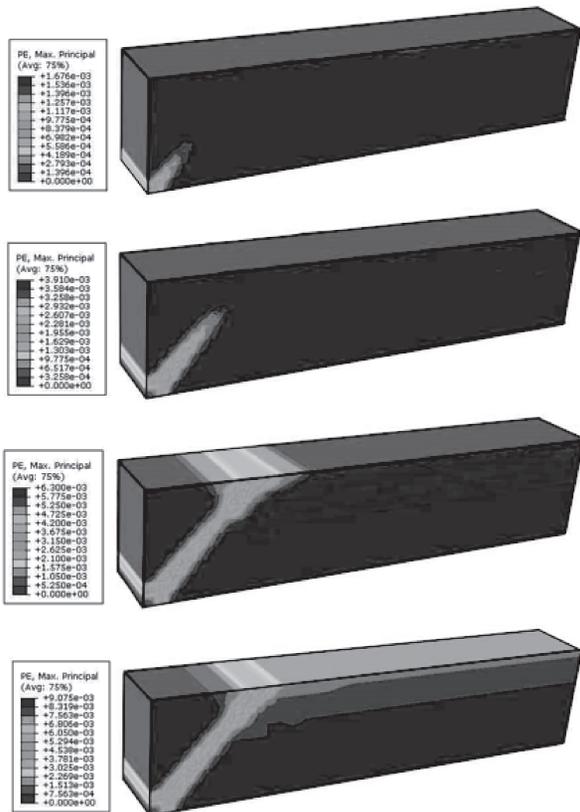


图 4 塑性区发展过程

图 5 为竖向位移等值线的变化过程。随着折减系数的增加,竖向位移由开始的较均匀分布趋向变形局部化。随着滑裂面不断扩展,滑裂面附近的竖向位移等值线逐渐加密,产生位移突变。将滑裂面竖向位移随安全系数的变化关系绘制成图 6。当安全系数增加至 0.75 附近时,滑裂面位移急剧增大,说明滑裂面迅速扩展,槽壁开始失稳。以数值计算不收敛作为土坡稳定的评价标准,该工况对应的安全系数为 0.775。

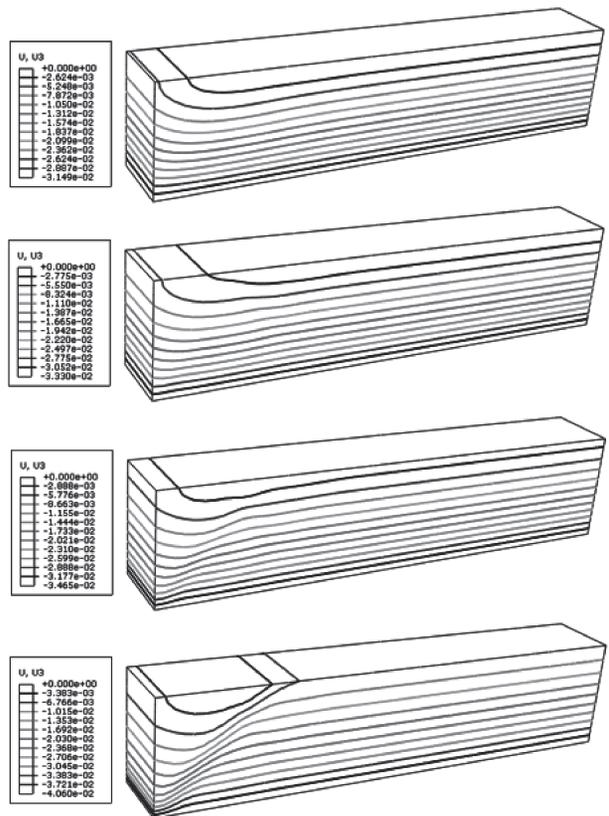


图 5 竖向位移等值线(单位:m)

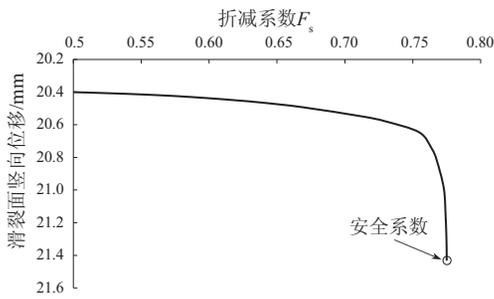


图6 滑裂面竖向位移与折减系数关系曲线

3.2 泥浆比重和水头差的影响

泥浆比重和泥浆液面高度是影响槽壁稳定的重要因素。在地下水水位为7 m 情况下,本文计算了泥浆液面分别为7 m、8 m、9 m 时不同泥浆比重与安全系数的关系,结果如图7 所示。

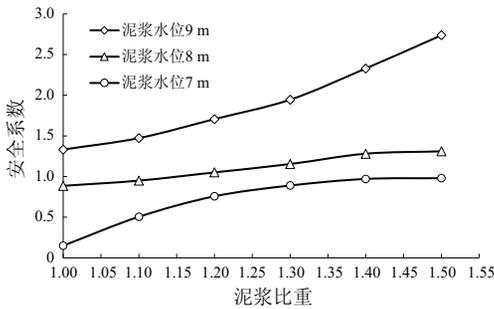


图7 泥浆比重与安全系数关系曲线

根据计算结果可做如下分析:

1)随着泥浆比重和水头差的增加,槽壁的安全系数得以提高。在水头差小于1 m 时,使用清水(泥浆比重为1)进行护壁是不安全的。且根据工程实际,清水护壁没有“泥皮效应”,不利于槽壁的稳定。

2)泥浆液面为7 m 时内外水头差为0 m,此时槽壁安全系数小于1,容易发生失稳危险。水头差为1 m、泥浆比重大于1.2 时安全系数才大于1。因此,在本工程中泥浆护壁的水头差不应小于1 m,泥浆比重不应小于1.2。

3)当水头差为7 m 和8 m 时,曲线先线性增大而后趋于水平。这是由此时当泥浆液面低于土体表面,泥浆液面以上的土体稳定性不会随着泥浆比重的增加而提高。当泥浆比重提高到一定程度时,上部土体的局部失稳比槽壁整体失稳更容易发生,此时继续增加泥浆比重对于提高安全系数作用并不大。根据工程经验,泥浆比重太大不仅会影响成槽机械抓槽效率,更对水下混凝土浇筑过程中混凝土的正常上翻造成影响。因此,当泥浆液面低于土体

表面时,泥浆比重最大不宜超过1.4。

4)对比典型工况的槽壁破坏模式(见图8)。由图8(a)、8(c)、8(e)可知:当泥浆比重较小时,槽壁主要是整体滑动破坏,且水头差越大滑裂面开裂位置越靠近土体内部。对比图8(b)、8(d)、8(f)可知:当泥浆比重较大且泥浆水位低于泥面时,槽壁主要是泥面以上部分的局部滑动破坏(图8(b)、8(d));而当泥浆液面与土体表面平齐时,无论泥浆比重如何都只会发生整体破坏。

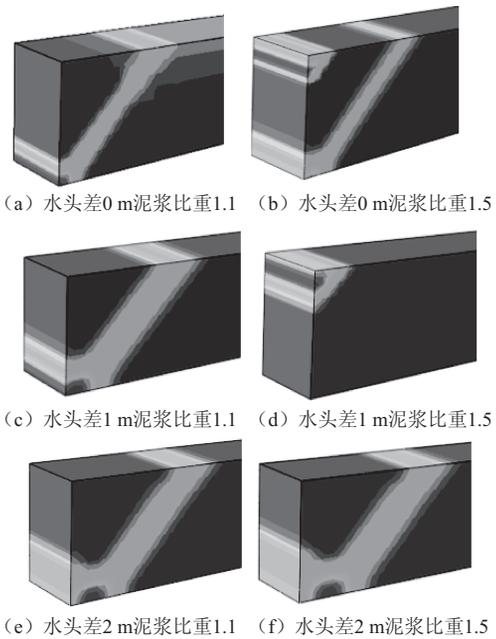


图8 典型泥浆比重和水头差工况下槽壁破坏模式

3.3 地下水水位的影响

在泥浆液面为9 m、泥浆比重为1.2 时,本文研究了地下水水位分别为0~7 m 的情况(见图9)。存在地下水时槽壁承受主动土压力和水压力。由于本文采用土水分算的方法,水压力的作用就更加明显。因此,在泥浆水位和比重不变的情况下,随着地下水位的升高而逐渐下降。当地下水位上升至与泥浆液面平齐时安全系数小于1,槽壁有失稳的危险。

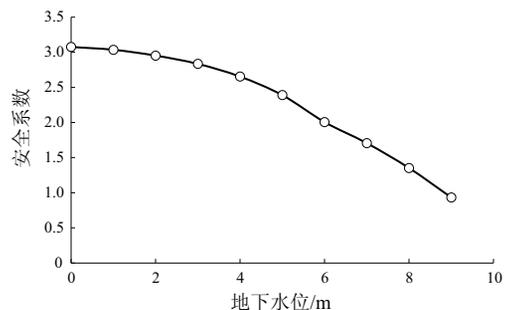


图9 地下水水位与安全系数关系曲线

3.4 地表均布荷载的影响

在地下水位为 7 m、泥浆液面为 9 m、泥浆比重为 1.1 的情况下,在地表施加 6 m×5 m 的均布荷载。本文研究了不同均布荷载(5 kPa, 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa)在不同位置时槽壁的稳定性,见图 10 和图 11。

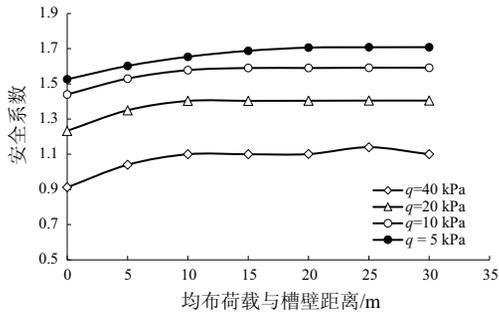


图 10 不同均布荷载作用下槽壁的安全系数

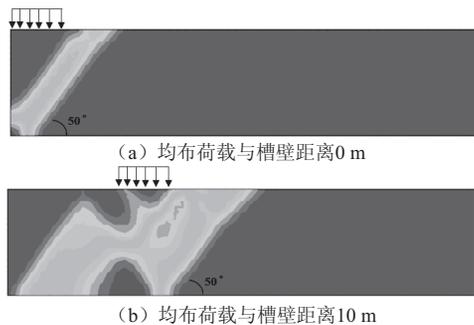


图 11 均布荷载作用下槽壁破坏模式

由图 10 可知,随着均布荷载的增加,槽壁的稳定性逐渐下降;随着均布荷载与槽壁距离的增加,安全系数先增加然后趋于平稳。这是由于地表均布荷载作用于土体上时存在一个扩散范围,在该范围内土体会受到竖向和水平的附加应力作用,而荷载越大这一附加应力越大,从而降低槽壁的安全性。然而,随着均荷载与槽壁距离的增加,该荷载对于槽壁的影响逐渐减弱,因此安全系数逐渐增加。在该工程中,当距离大于 15 m 时安全系数趋于稳定,此时可以忽略荷载对于槽壁的影响。由图 11 可知,在均布荷载作用下,无论荷载与槽壁距离远近,槽壁失稳破坏时滑裂面均在荷载附近产生,与水平面的角度约为 50°。

4 结论

本文运用强度折减有限元法对北京地铁 16 号线西苑站标段地下连续墙槽壁稳定性进行分析,模拟了不同工况下槽壁失稳破坏的全过程。同时,本文

探讨了泥浆比重、泥浆水头、地下水位、地表均布荷载等因素对于槽壁破坏模式和安全系数的影响,得到如下结论:

1)随着泥浆比重和水头差的增加,槽壁安全系数得以提高。在该工程中泥浆护壁的水头差不应小于 1 m,泥浆比重不应小于 1.2 且不宜大于 1.4。

2)当泥浆比重较小时,槽壁主要是整体滑动破坏,且水头差越大滑裂面开裂位置越靠近土体内部;当泥浆比重较大且泥浆水位低于泥面时,槽壁主要是泥面以上部分的局部滑动破坏;而当泥浆液面与土体表面平时,无论泥浆比重如何都只会发生整体破坏。

3)在泥浆水位和比重不变的情况下,随着地下水位的升高而逐渐下降。当地下水位上升至与泥浆液面平时安全系数小于 1,槽壁有失稳的危险。

4)随着均布荷载的增加,槽壁的稳定性逐渐下降;随着荷载与槽壁距离的增加,安全系数先增加然后趋于平稳,当距离大于 15 m 时可以忽略荷载对于槽壁的影响。无论距离远近,槽壁失稳破坏时滑裂面均在荷载附近产生,与水平面的角度约为 50°。

参 考 文 献

- [1] 李会民, 王士川. 地下连续墙槽壁稳定性分析及护壁泥浆性能指标的确定[J]. 工业建筑, 1993(8): 35-39.
- [2] 刘俊岩. 建筑施工问题丛书—深基坑工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [3] 赵尚毅, 郑颖人, 时为民, 等. 用有限元强度折减法求边坡稳定性安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 4(3): 343-346.
- [4] 刘立鹏, 陈奇, 张彬. 基于 FLAC 强度折减理论的边坡稳定性研究[J]. 岩土工程技术, 2008, 1(22): 6-10.
- [5] 马波, 顾生泉, 葛鸿辉. 强度折减法在某核电站泵房边坡分析中的应用[J]. 岩土工程技术, 2016, 4(30): 193-198.
- [6] 赵玉杰, 赵善国. 山肩邦男法在地下连续墙设计中的应用[J]. 黑龙江水利科技, 2012, 3(40): 70-72.
- [7] DUNCAN J M. State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(7): 577-689.

收稿日期:2018-01-25