

临河深基坑对堤防稳定性的影响分析

王家骥

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘 要: 针对分析堤防受邻近基坑开挖影响所产生变形的局限性,以同济大学初雨调蓄池基坑开挖为例,结合有限元强度折减法,扩展研究了临河深基坑对堤防边坡稳定性的影响;同时为堤防边坡稳定性的定量判别提供了新思路,使评判结果比现行规范要求更为全面合理。

关键词: 深基坑; 堤防; 强度折减法; 结构变形; 边坡稳定

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)03-0111-05

0 引言

城市空间的节约集约开发使得原本构成市政公用设施、道路、地铁、河道、绿地等城市功能的边界被不断突破和融合，空间上的重叠所衍生出的重难点不再是简单的权属用地问题的线性叠加，而往往会带来更多超限设计问题。通过数字化手段及多样的工程技术，在满足安全的前提下，平衡好投资与工期，将成为打破行业边界的关键。

在基础设施建设中,基坑工程虽为临时工程,却决定着永久基础或上部结构能否安全可靠地发挥效益^[1]。郝晓明^[2]结合施工监测记录,分析了控制防汛墙后地下车库浅基坑围护结构变形的措施。刘鹏晨^[3]基于 Plaxis 2D 软件分析了顶管下穿防汛设施所引起的沉降变形。陈凯^[4]采用类似手段模拟了北横通道施工对苏州河堤防的影响。康晓雯^[5]通过 Midas GTS 建立三维有限元模型,分析了桥梁承台基坑对防汛墙的变形影响。上述研究着重于以防汛墙顶的最大位移来评判基坑开挖支护对堤防结构的影响,而无法反映施工工序的累积作用及堤防的边坡稳定性变化。

本文针对分析堤防受邻近基坑开挖影响所产生的变形的局限性,以同济大学排水系统初期雨水调蓄池基坑开挖为例,结合有限元强度折减法^[6]的边坡稳定分析结果,扩展研究了临河深基坑开挖对堤防设施的影响。

1 工程概况

地处上海市中心的同济大学排水系统陆家浜泵站现状设施截流量较小,导致部分初期雨水直接排入北侧的东走马塘,污染了水体水质。而东走马塘沿线流经高校、密集居民区,是水环境敏感河道。为削减污染物排放量,提升区域水环境质量,规划新建1座设计规模5 200 m³的雨水调蓄池。工程建成后,将进一步提高上海市杨浦区排水设施服务水平,显著提升其初期雨水治理能力。

陆家浜泵站四周环境复杂,上部横跨内环高架路,东邻地铁 10 号线四平路地下通道,合流一期复线污水总管及两港截流干管分别下穿于泵站西、南两面。

本工程区位图见图 1。

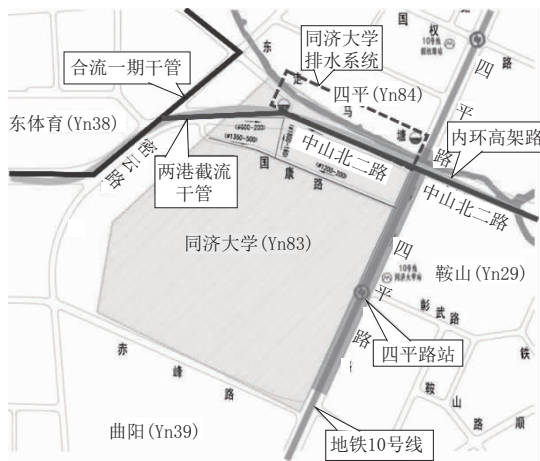


图 1 工程区位图

2 计算理论及分析方法

2.1 塑性屈服准则

材料由弹性阶段进入塑性阶段需要满足的条件

称为屈服准则。在一般应力状态下,屈服准则在应力空间内为一曲面,称为屈服面,相应屈服函数 F 可表达为:

$$F(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad (1)$$

式中: σ_{ij} 为应力分量; k 为强化系数。当 $F(\sigma_{ij}, k) < 0$ 时,材料处于弹性状态;当 $F(\sigma_{ij}, k) = 0$ 时,材料处于塑性状态。

塑性理论最早通过金属拉伸试验提出,基于金属晶格结构有经典的 Tresca 准则和 Mises 准则。岩土材料在发生塑性流动时体积会膨胀,上述 2 种屈服准则难以描述这种特性,目前岩土领域常采用 Mohr-Coulomb 准则。

对于一般受力下岩土材料的破裂准则可以表述为:在介质微元的任意截面上,其剪应力 τ_n 受某一阈值所限,当 $|\tau_n|$ 达到阈值时,岩土材料就将产生剪切位移。Mohr-Coulomb 屈服准则认为,当材料某平面的剪应力状态达到下列极限时,材料发生屈服,即:

$$|\tau_n| = c - \sigma_n \tan \varphi \quad (2)$$

式中: τ_n 、 σ_n 分别为失效面上的切向和法向应力; c 、 φ 分别为材料的黏聚力和内摩擦角。若规定主应力 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$,则式(2)可表示为:

$$F = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \quad (3)$$

当主应力大小次序未知时,轮换式(3)中的主应力,可得到 6 个表达式,对应在主应力空间的屈服面,将构成一个不等角六棱锥,在 π 平面上则构成封闭的六边形;当 $\varphi = 0$ 时, Mohr-Coulomb 准则退化为 Tresca 准则。试验表明, Mohr-Coulomb 屈服准则能较好地模拟微裂纹的发生。

2.2 强度折减法

在边坡稳定分析中,有限元极限平衡法和强度

折减法的通用性较好。前者对滑动面上的正应力和切应力进行积分处理后,可得到抗滑力和滑动力,并按照极限平衡方法以二者的比值作为边坡稳定安全系数。该法能够考虑土体的变形特性,较为精确地反映边坡土体的应力状态,但计算时一般需要事先假定滑弧面,然后搜索最危险滑动面。后者无需搜索可能的滑弧面,而是将土体抗剪强度逐步折减后再不断试算,将关键点位移的突变、塑性区贯通和计算的不收敛作为边坡失稳破坏的判据,然后把结构处于临界稳定时的折减系数作为边坡稳定安全系数。

强度折减后的材料抗剪强度参数为:

$$\begin{cases} c_K = c/K \\ \varphi_K = \arctan(\tan \varphi / K) \end{cases} \quad (4)$$

式中: c_K 、 φ_K 分别为经过强度折减后材料的黏聚力和内摩擦角; K 为强度折减系数。

3 计算模型与材料参数

3.1 计算模型

调蓄池主体为 3 柱 4 跨地下 2 层箱型结构,其基坑的安全等级与环境保护等级均为一类。调蓄池基坑与东走马塘平行布置,平面开挖尺寸为 47.8 m × 20.2 m,其侧边线至东走马塘规划河口线距离为 9.4 m,东走马塘防汛墙工程等级为 3 级。基坑开挖深度约 16.7 m,局部落低处为 18.7 m,采用明挖顺作法施工。围护采用深 19 m、 $\phi 850$ 三轴水泥土搅拌桩 + 深 41 m、厚 800 mm 地下连续墙;墙缝间采用半根 $\phi 2400@2000$ MJS 加固止水;坑底采用深 4 m 三轴搅拌桩进行满堂加固;基坑自上而下布置 1 道钢筋混凝土支撑和 5 道钢管撑(见图 2、图 3)。

根据上述理论及方法,建立二维非线性有限元计

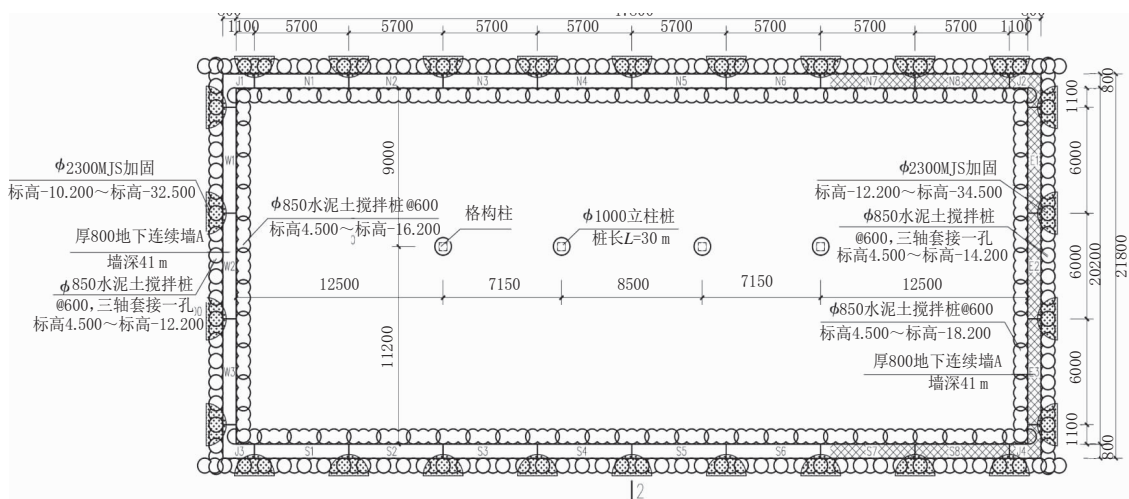


图 2 调蓄池基坑平面布置图(单位:mm)

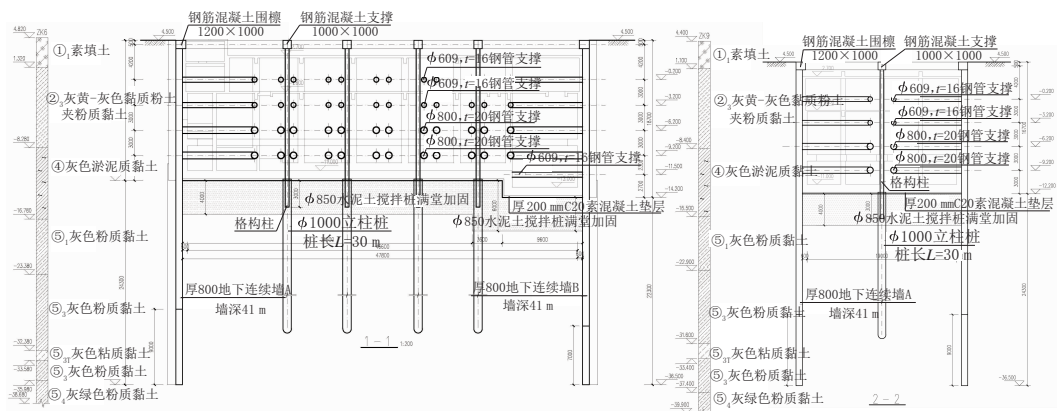


图3 调蓄池基坑剖面图(单位:mm)

算模型(见图4),影响范围取4倍基坑深度。支护结构采用线弹性本构模型,土体采用Mohr-Coulomb屈服准则,采用静水压力模拟水体作用。平衡地应力后,通过设置单元生死来依次模拟槽壁及坑底加固、地下连续墙施作、基坑开挖穿插加撑的顺作施工工序。

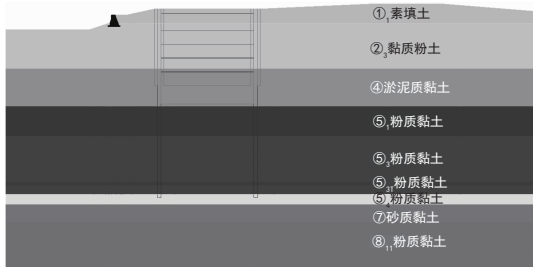


图4 二维非线性有限元计算模型

3.2 材料参数

由于土体本构模型的缺陷以及土体弹塑性变形与渗流固结的耦合作用,材料参数的取值极大地影响了自由场土体变形的计算结果。杨敏等^[7-8]通过对比理论解与试验结果,讨论了Mohr-Coulomb屈服准则下上海地区土体参数的取值。王卫东等^[9]基于土样试验研究了土体硬化模型参数。朱合华等^[10]利用人工神经网络和位移反演,确定了各层土体的弹性模量。本文参考上海地区已有的研究成果,并结合地勘报告以及室内试验,确定了工程所在区域各土层本构模型的物理参数。土体物理参数表见表1,加固体系物理参数表见表2。

4 计算结果分析

4.1 结构变形分析

基坑开挖支护扰动了原堤防设施的边界条件,经计算整理后,各观测点的位移汇总于表3。调蓄池基坑施工时引起的防汛墙墙顶水平和竖向位移分别为8.53 mm和-16.29 mm;防汛墙桩顶水平和竖向位移分别为-5.68 mm(<10 mm)和-15.63 mm;基

表1 土体物理参数表

层号	土层名称	弹性模量/MPa	泊松比	密度/(kg·m ⁻³)	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
① ₁	素填土	17.50	0.30	1 800	10	10
② ₃	黏质粉土	27.83	0.29	1 860	28.5	8
④	淤泥质黏土	7.14	0.35	1 680	11	12
⑤ ₁	粉质黏土	13.06	0.26	1 790	16.5	18
⑤ ₃	粉质黏土	16.24	0.26	1 820	18	20
⑤ _{3T}	黏质粉土	29.51	0.25	1 840	29	7
⑤ ₄	粉质黏土	23.59	0.26	1 970	17.5	43
⑦	砂质粉土	35.67	0.25	1 930	31	5
⑧ ₁₁	粉质黏土	15.61	0.26	1 820	17	19

表2 加固体系物理参数表

材料	弹性模量/MPa	泊松比	密度/(kg·m ⁻³)	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
水泥土搅拌桩	150.00	0.20	2 000	40	100
地下连续墙	31 500	0.167	2 500		
钢筋混凝土撑	25 500	0.167	2 400		
钢管撑	206 000	0.30	7 850		

坑顶部水平和竖向位移约为6 mm(<0.18%*H*)和11 mm(<0.15%*H*),满足《基坑工程技术标准》(DG/TJ 08-61—2018)的要求。

表3 观测点位移

单位:mm

位移方向	防汛墙墙顶	防汛墙桩顶	基坑顶(左侧)	基坑顶(右侧)
水平向	8.53	-5.68	5.57	-6.56
竖向	-16.29	-15.63	-11.51	-10.33

注:水平向右、竖直向上为正。

采用同济抛物线模式^[11]进行对比计算,得到墙顶位置地表沉降值为-16.82 mm(见表4和图5)。表4中,*x*为地面某点与坑壁之间的距离; δ_{hmax} 为最大侧向位移; δ_{vmax} 为最大地面沉降量; δ_v 为距离坑壁*x*处的地面沉降量。

表 4 同济抛物线模式地面沉降计算表

变形模式	位移关系式	x/m	δ_{hmax}/mm	δ_{vmax}/mm	δ_v/mm
墙体向坑内平移	$\delta_{vmax}=1.18\delta_{hmax}, \delta_v=\delta_{vmax}\exp[-0.1(0.43x)^2]^2$	9.35	4.70	5.55	5.09
墙体绕墙趾向坑内转动	$\delta_{vmax}=1.13\delta_{hmax}, \delta_v=\delta_{vmax}\exp[-0.26(x+0.67)^2]$	9.35	1.30	1.47	1.03
墙体绕墙顶向坑内转动	$\delta_{vmax}=0.58\delta_{hmax}, \delta_v=\delta_{vmax}\exp[-0.3(x-1.54)^2]$	9.35	0	0	0
墙体向坑内鼓胀	$\delta_{vmax}=0.82\delta_{hmax}, \delta_v=\delta_{vmax}\exp[-0.25(x-0.93)^2]$	9.35	18.55	10.76	10.27
最终地面沉降					16.82

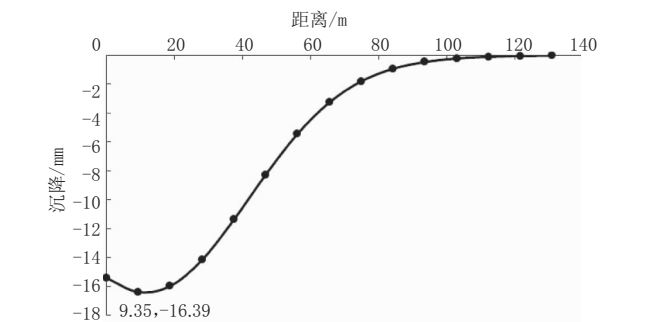


图 5 同济抛物线模式地表沉降曲线

将表 4 与表 3 进行比较后发现,采用同济抛物线模式得到的计算结果与上述有限元计算结果相近,从而交叉验证了所得结果的可靠性。

4.2 边坡稳定分析

对模型中土体抗剪强度进行逐步折减直至破坏(计算不收敛),采用塑性应变表达八面体剪应变来表征土体塑性开展,即提取计算结果中的塑性应变,并按式(4)定义新变量二维八面体剪应变,可得到基坑开挖前的塑性剪应变云图($K=1.0、1.5、1.87$)和基坑分步开挖后的塑性剪应变云图($K=1.0、1.28$),见图 6、图 7,并由此推论出该堤防边坡稳定安全系数为 1.28。

$$\gamma_{oct}=\frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_x-\varepsilon_y)^2+(\varepsilon_y-\varepsilon_z)^2+(\varepsilon_z-\varepsilon_x)^2+\frac{3}{2}\varepsilon_{yz}^2}\tag{4}$$

式中: γ_{oct} 为八面体剪应变; $\varepsilon_x、\varepsilon_y、\varepsilon_z、\varepsilon_{yz}$ 分别为正交坐标系下的应变分量。

由图 6 可知,在土体抗剪强度未折减时($K=1.0$),仅④层淤泥质黏土出现较大的塑性变形;折减系数增大到 1.5 时,防汛墙墙趾附近土体产生了明显的塑性变形;继续增大折减系数至 1.87 时,计算不再收敛,此时防汛墙底部连同侧后方的土体已形成塑性贯通区,堤防边坡稳定达到临界状态。

由图 7 可知,基坑开挖支护完成后,坑底加固区边缘率先进入塑性开展阶段;增大折减系数至 $K=1.28$ 时,计算不收敛,此时防汛墙墙趾处土体进入塑性区。取临界折减系数作为边坡稳定安全系数^[12],结果大于《堤防工程设计规范》(GB 50286—2013)的

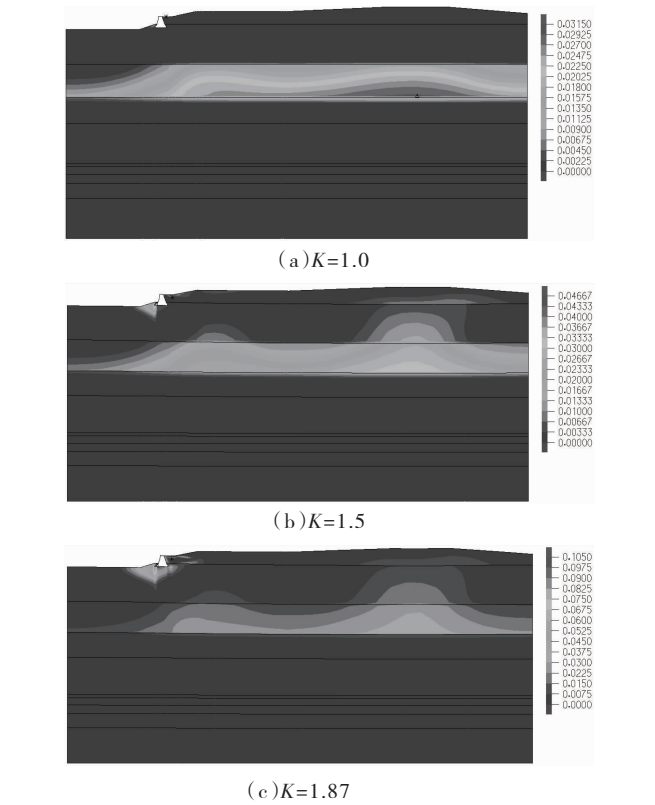


图 6 基坑开挖前的塑性剪应变云图

允许值 $K=1.20$ 。

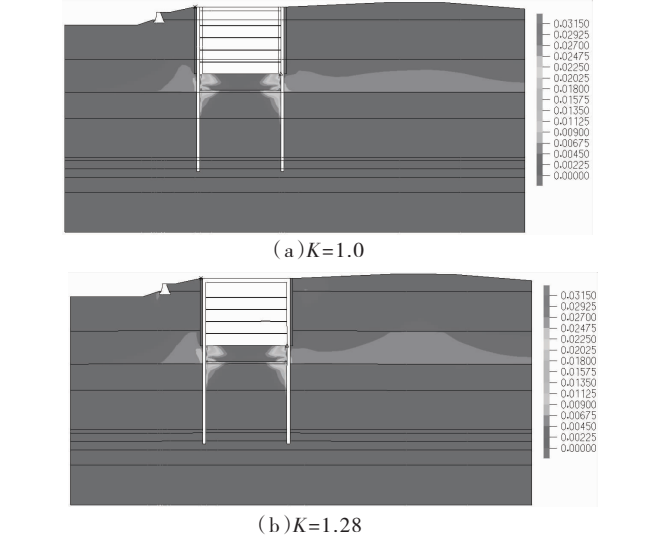


图 7 基坑分步开挖后的塑性剪应变云图

综上所述,此深基坑开挖对邻近堤防设施的影响仍处于规范允许的范围,但边坡稳定安全系数

较开挖前的 1.87 降低 31.55%,说明基坑开挖会降低邻近堤防设施的边坡稳定性。

5 结 语

(1)常规的涉河论证往往以单一的堤防最大位移指标来评判基坑工程对邻近堤防设施的影响,而无法反映基坑施工工序的累积作用及堤防的边坡稳定性变化。尤其是在堤防设施基础塑性区逐渐开展至贯通形成滑弧面的过程中,堤防的变形往往较小且会伴随基坑开挖支护的工序产生波动,直至边坡失稳时才会发生位移突变。边坡稳定性随土层塑性区的发展具有不可逆性,实际工程中存在防汛墙等堤防设施受邻近基坑施工扰动现象,虽尚未发生破坏却已产生了安全隐患。采用强度折减法为临河基坑对堤防边坡稳定性影响的定量判别提供了新思路,结合变形分析能够使评判结果更为全面合理。

(2)本文简化了土体渗流固结作用,未能充分考虑孔隙水压力、基坑降水引起的渗流场与结构场的流固耦合作用;另外对于土体本构模型的选取等,均有待深入研究。

参考文献:

- [1] 刘国斌,王卫东.基坑工程手册[M].2版.北京:中国建筑工业出版社,2009.
- [2] 郝眩明.紧邻防汛墙基坑防汛安全影响研究[J].城市道桥与防洪,2013(6):118-122.
- [3] 刘鹏晨.管道穿越河道防汛安全影响分析[J].城市道桥与防洪,2019(12):104-107.
- [4] 陈凯.基坑开挖对邻近防汛墙安全影响分析[J].市政技术,2016,34(5):174-178.
- [5] 康晓雯.承台基坑开挖对既有防汛墙结构影响的分析[J].城市道桥与防洪,2020(3):170-172.
- [6] 陈立宏,于沐,张洪涛.抗剪强度折减有限元法的若干问题[J].岩土工程学报,2011,33(增刊1):426-430.
- [7] 杨敏,赵锡宏.分层土中的单桩分析法[J].同济大学学报(自然科学版),1992,20(4):421-428.
- [8] 杨敏,朱碧堂.堆载下土体侧移及对临桩作用的有限元分析[J].同济大学学报(自然科学版),2003,31(7):772-777.
- [9] 王卫东,王浩然,徐中华.基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J].岩土力学,2012,33(8):2283-2290.
- [10] 朱合华,刘学增,叶冠林.防汛墙变形动态预测方法的研究[J].土木工程学报,2001,34(6):63-66.
- [11] 杨敏,卢俊义.基坑开挖引起的地面沉降估算[J].岩土工程学报,2010,32(12):1821-1828.
- [12] 赵尚毅,郑颖人,时卫民,等.用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J].岩土工程学报,2002,24(3):344-346.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿邮箱:cdq@smedi.com 电话:021-55008850 联系邮箱:cdq@smedi.com