

软土地区超深沉井抗隆起计算分析

康 乐¹, 朱溢敏²

(1.宁波市城市基础设施建设发展中心, 浙江 宁波 315300; 2.宁波市城建设计研究院有限公司, 浙江 宁波 315300)

摘 要: 随着城市土地资源越来越稀缺, 沉井在城市地下空间开发中的应用越来越广泛, 沉井的深度和尺寸也随之加深、加大。目前规范对沉井设计未有抗突涌破坏的验算, 施工单位理论水平认知相对较低, 沉井下沉时突涌破坏案例时有发生。结合宁波软土地区某沉井破坏案例, 参照基坑工程目前研究成果, 以太沙基极限承载力假定为基准, 考虑沉井外侧土体抗力, 尝试对沉井抗隆起计算进行分析, 并采用有限元分析软件 MIDAS GTS 对工程案例进行模拟分析, 通过变形趋势对沉井抗隆起计算公式进行佐证, 通过不同安全系数、不同平面尺寸对沉井的坑内外土体变形趋势分析结果, 为宁波等软土地区其他超深沉井提供了有益的参考。

关键词: 超深沉井; 突涌破坏; 抗隆起分析; 有限元分析

中图分类号: TU753.6+4

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)12-0240-04

0 引 言

沉井是修筑地下结构和深基础的一种结构形式, 首先在地表制作成一个井筒状的结构物, 然后在井壁的围护下通过从井内不断挖土, 使沉井在自重及上部荷载作用下逐渐下沉, 达到设计标高后, 再进行封底。20 世纪 30 年代, 莫斯科、西欧及美国的桥梁基础相继使用沉井。至 20 世纪 50 年代, 我国将该技术应用于各项工程中。

沉井下沉方式有排水下沉和不排水下沉两种方法。随着城市土地资源越来越稀缺, 沉井在城市地下空间开发中的应用越来越广泛, 沉井的深度和尺寸也随之加深、加大^[1]。

目前国内沉井相关的规范在设计计算中, 控制内容集中在沉井下沉过程中的下沉系数、下沉稳定系数, 沉井结构本身的受力计算, 沉井封底后抗浮计算、整体抗倾覆计算和抗滑移计算^[2-3]。规范重点关注沉井下沉过程中, 沉井结构与周围土体在重力方向上的受力计算, 自重克服土体摩阻力产生竖向下沉。

采用不排水下沉时, 随着沉井内部土体的挖除, 井内土体压重消失, 沉井外的土体有绕过沉井刃脚底向沉井内发生隆起变形的趋势, 加上软土地区沉井底软黏土的抗剪强度指标较低, 破坏时有发生, 在

设计过程中需要引起重视。

沉井的抗隆起破坏倾向与基坑工程的墙底抗隆起破坏形式非常相像, 沉井刃脚底落于软土地基中, 相当于没有插入深度的基坑工程, 但在实际工程中, 挖深比较大但平面尺寸较小的沉井却并不一定出现坑底隆起破坏, 如图 1 所示。

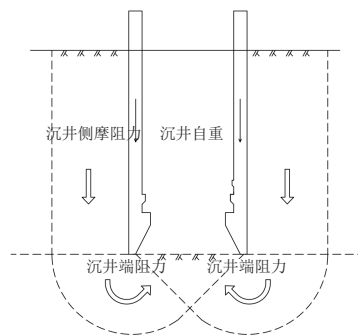


图 1 沉井下沉时土体变形示意图

目前, 沉井的施工技术和结构设计的分析文章较多, 但关于沉井抗隆起破坏分析较少。陈观胜^[4]等在 2004 年提出, 进行沉井施工时, 最关键的技术要素是在沉井底部土体的抗隆起问题, 而该问题往往在设计中不予考虑, 但往往由于施工单位理论水平认知相对较低, 认识不足, 造成风险源。因此, 他提出了在沉井外侧土体密打隔断桩, 增加插入深度, 作为抗隆起的措施。

在 Terzaghi^[5]时代, 沉井工艺尚未发展起来, 一般地下构筑物采用基坑支护来实现挡土开挖, 而且基坑的宽度和深度都不大。最早的抗隆起稳定安全系数正是由 Terzaghi^[5]提出的, 然后由 Bjerrum^[6]在 Skempton^[7]

收稿日期: 2022-03-17

作者简介: 康乐(1975—), 男, 本科, 高级工程师, 从事市政工程建设管理工作。

的研究基础上做了进一步的发展,引进国内后用这个系数来控制基坑围护结构的入土深度。但是早期的抗隆起稳定安全系数并未考虑基坑围护结构的入土深度,反而与沉井抗隆起稳定问题保持一致。王洪新^[8]在2011—2016年提出基坑越深、越狭窄,越要考虑基坑的尺寸效应,小尺寸基坑具有更好的稳定性,表现出明显的尺寸效应。

笔者认为,以基坑工程的目前研究成果,对沉井的抗隆起分析及沉井的平面尺寸对抗隆起的影响分析是非常有必要的。笔者以宁波某沉井工程作为分析案例,在此基础上对软土地区沉井抗隆起计算的公式进行比较,并分析沉井尺寸对沉井抗隆起的影响。

1 工程概况

宁波某沉井为方形沉井,外尺寸19.8 m×13 m,下沉深度24.9 m,周边无隔断桩,沉井分4次分节下沉,采用排水下沉形式,刃脚底进入3-2粉质黏土层1.5 m,如图2所示。

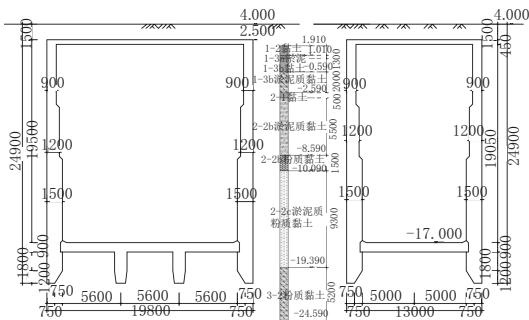


图2 沉井结构示意图及地址剖面图

表1 主要土层设计参数

层号	岩性	厚度 /m	重度 / (kN·m ⁻³)	侧摩阻 力 /kPa	端阻力 /kPa	直剪固快	
						内聚力 /kPa	内摩擦 角 / (°)
1-2	黏土	0.9	18.8	30	90	22.7	12.7
1-3	淤泥质黏土	3.6	17.6	11	55	11.4	8.9
2-1	黏土	0.5	18.3	16	80	16.3	11.0
2-2	淤泥质黏土	16.3	17.8	12	55	13.1	10.0
3-2	粉质黏土	5.2	18.7	22	90	18.3	14.6

根据《给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规程》6.1.2-3 条文进行计算,沉井下沉系数为2.91 (>1.05),下沉稳定系数为0.81(0.8~0.9之间),均满足规范要求。

在实际施工中,沉井第4节下沉深度至20.7 m,沉井周边土体大量涌入井内,沉井南侧地面下沉2 m多。事故发生后,现场停止作业,封闭交通,并及时向

井内注水。破坏情况如图3、图4所示。



图3 沉井井内涌土现场照片



图4 沉井下沉涌土后周边场地现场照片

2 沉井抗隆起分析及平面尺寸影响

2.1 Skempton 抗隆起安全系数

如图5所示,Terzaghi^[5]将基坑外侧土体ABCD视作构筑物,DC面作为基础,在假定滑动面下,B'=√2 B/2 (若存在下卧硬壳层,B'取支护结构底距离硬壳层间距d),计算DC面的承载力与荷载之比作为安全系数,将抗隆起稳定安全系数F定义为

$$F = \frac{cN_c}{\gamma H + q} \tag{1}$$

式中:c为黏性土的黏聚力;γ为土重;H为基坑深度;N_c为地基承载力系数;q为地面上的超载(按15 kPa取)。

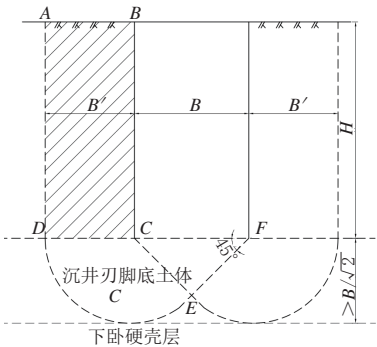


图5 Terzaghi 基坑抗隆起安全系数计算方法

Skempton^[6]在1951年给出了 N_c 的推荐值(见图6),计算不同形状的基础承载力。Bjerrum^[7]通过大量工程实例验证,Skempton研究成果用于基坑稳定性分析是可行的。

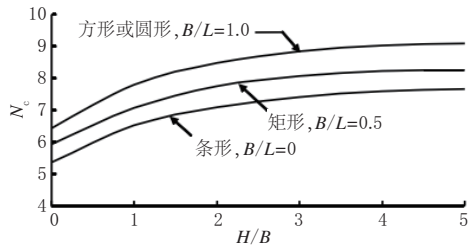


图6 Skempton推荐的 N_c 值

采用该分析方法对沉井进行抗隆起计算,具体如下:

沉井的宽长比为0.66,深宽比为1.92,查图6可得 N_c 值约8.1,下沉到底时的安全系数为:

$$F = \frac{18.3 \times 8.1}{18 \times 24.9 + 15} = 0.32$$

安全系数按1.0进行换算,沉井A的临界深度约5.0 m,远小于沉井发生破坏时的深度。

$$F = \frac{16.3 \times 6.5}{18 \times 5.0 + 15} = 1.0$$

该方法的计算结果与实际工程明显不符,在20世纪50年代时,基坑的宽度和深度都不大,Skempton的修正公式具有普适性,但随着基坑、沉井的深度、尺寸的增大,该方法的计算结果与工程实例存在着局限性。

2.2 修正后的抗隆起安全系数

Terzaghi在提出地基极限承载力的时候,承载力主要由3部分组成:假定沿滑动面土体黏聚力产生的抗力、滑动面以上土体自重产生的抗力、基底两侧土体反压产生的抗力。

$$p_u = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + q_1 N_q \quad (2)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p1}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \quad (3)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\tan \varphi} \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi \quad (5)$$

式中: c 、 φ 为黏性土的黏聚力和内摩擦角; γ 为土体重度; K_{p1} 为滑动土体重量产生的被动土压力系数; N_γ 、 N_c 、 N_q 为地基承载力系数,可按图7进行查表; q_1 为基底两侧土体的反压荷载。

在隆起破坏发生前,当沉井周边土体变形较小时, AD 边对土体 $ABCD$ 产生竖向黏聚力($\bar{c}H$)以抵抗破坏发生。当变形逐渐增大后, AD 边的侧摩阻力效

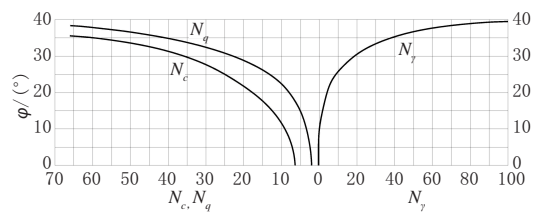


图7 Terzaghi地基承载力系数

应越来越低,且本文计算中忽略土体与井壁间(BC 边)的摩擦力。

在应用于沉井内抗隆起计算时,由于沉井内土体已被挖空,在假定滑动面下,基底两侧土体反压所能提供的抗力值可取0。随着宽度的增加,沉井底部土体假定的刚性核区域也在不断变大,在实际应用中刚性假定也越来越不成立,故在计算中, B 的假定数值应设置上限值。《建筑地基基础设计规范》中, B 的上限值设定为6 m,本次公式修正主要考虑沉井外侧土体的摩阻力对沉井抗隆起计算的分析,暂不考虑沉井宽度对抗隆起指标的影响。

综合各项指标,将沉井抗隆起安全系数修正如下:

$$F = \frac{cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma}{\gamma H + q - cH/B} \quad (6)$$

沉井A宽度为13 m,刃脚底进入3-2层时, $c=18.3$ kPa, $\varphi=14.6^\circ$,查图7可得 $N_c=10.0$, $N_\gamma=2.5$,下沉到底时的安全系数为:

$$F = \frac{18.3 \times 10.0 + \frac{18 \times 13 \times \sqrt{2}/2}{2} \times 0.25}{18 \times 24.9 + 15 - 310.6/13 \times \sqrt{2}/2} = 0.91$$

安全系数按1.0进行换算,沉井A的临界深度约22 m。

$$F = \frac{18.3 \times 10.0 + \frac{18 \times 13 \times \sqrt{2}/2}{2} \times 0.25}{18 \times 22 + 15 - 261/13 \times \sqrt{2}/2} = 1.0$$

3 有限元分析计算模拟

根据工程案例,建立三维有限元模型,对不同开挖深度、不同的安全系数、不同的平面尺寸的沉井下沉变形进行研究分析,为工程实际提供较为合理的建议。

3.1 有限元模型及计算参数

采用数值分析软件MIDAS GTS进行数值模拟,以案例沉井作为研究对象,土体本构模型采用修正摩尔库伦,建立120 m×120 m×40 m土层模型,沉井位置居中。除表1的土层参数外,卸载弹性模型=3

倍切线刚度=3倍割线刚度,淤泥质黏土的 E_{50} 取3 MPa,黏土及粉质黏土的 E_{50} 取5 MPa,一共分5个开挖步。第一步开挖至16 m深度,同步激活沉井结构单元,依次分步开挖至18 m、20 m、22 m、24 m。有限元模型网格示意图如图8所示。

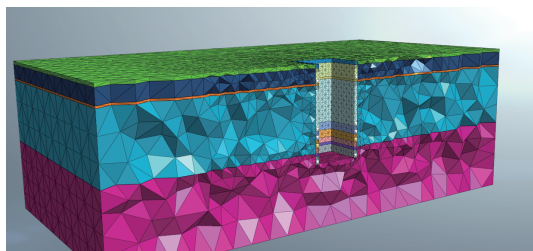


图8 沉井有限元模型

3.2 不同下沉深度下的结果分析

沉井下沉到位后,沉井周边土体沉降,最大沉降量为2.3 cm,坑内土体隆起,最大隆起量为12.7 cm,土体变形趋势与图9基本一致。实际情况中,AD边破坏面与竖直面成 $(45^\circ-\varphi/2)$ 。当周边土体沉降量小,AD边并未发生破坏时,对土体ABCD产生竖向黏聚力($\bar{c}H$)抗力计入沉井的抗突涌计算较为符合实际。

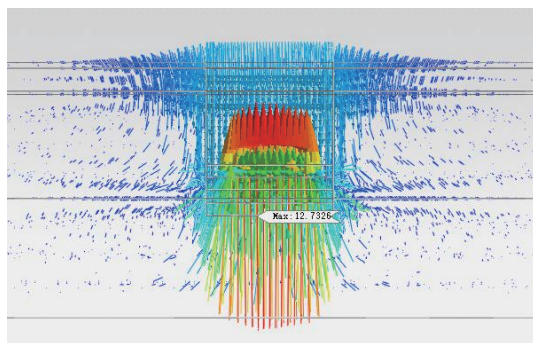


图9 沉井下沉周边土体变形图(单位:cm)

采用有限元强度折减法^[8]对沉井下沉的不同阶段进行模拟,计算中采用 $K=1.0$ 、1.5、2.0、2.5、3.0等不同的安全系数(见图10)。当 K 取3.0时,有限元模型计算出现不收敛的情况。当 K 取2.0以上时,周边土体变形突然变大,周边土体在沉降过程中,塑性区不断扩展,这时AD边的黏聚力抗力也随之减少,沉井抗突涌的安全性也不断下降。当 K 取1.0~1.5时,周边土体变形量基本在10 cm以内,但实际案例中,此时已发生突涌破坏,若采用有限元计算沉井抗突涌,根据本文的计算分析,安全系数至少应大于2.0。

3.3 不同平面尺寸的结果分析

在既有案例模型基础上,建立另两个不同平面尺寸模型,外尺寸分别为 $39.6\text{ m} \times 26\text{ m}$ 、 $59.4\text{ m} \times 39\text{ m}$,下沉深度、土层参数保持不变。通过计算分析比选不

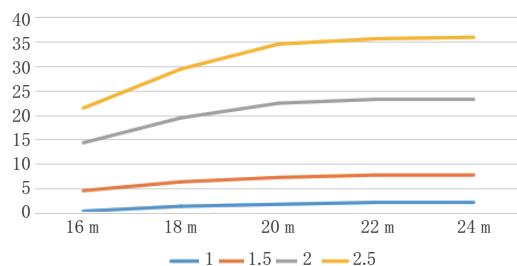


图10 不同的安全系数下沉井周边土体趋势图(单位:cm)

同沉井平面尺寸下,沉井井底隆起量变化(见图11)。

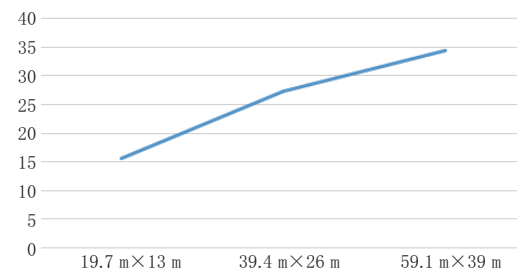


图11 不同的平面尺寸下坑底隆起量(单位:cm)

随着平面尺寸的增大,坑底隆起量线性增加,变化趋势较符合实际。但在实际工程中,由于平面尺寸的增加,沉井坑底变形更倾向于无插入比的基坑工程,此时极易发生隆起破坏,施工风险也随之升高。

4 结论

(1)沉井工程的抗隆起破坏时有发生,但目前尚无成熟的规范为沉井的抗隆起破坏提供切实可行的设计依据。本文基于太沙基极限承载力计算公式,参考基坑抗隆起计算分析方法,引入沉井侧边土体侧摩阻力,初步拟定沉井抗隆起计算公式。沉井下沉到位时,安全系数仅为0.91,呈现隆起破坏。

(2)结合工程实例,建立三维有限元模型,模拟不同开挖深度下,沉井坑底及周边土体变形趋势,采用强度折减法计算沉井下沉到位时的安全系数。沉井的安全系数在小于2.0时出现破坏,整体变形趋势与理论公式假定基本一致。若采用有限元计算,应增大安全系数以减少沉井抗隆起破坏的风险。

(3)比选不同平面尺寸的沉井坑底隆起变形,通过有限元分析,隆起变形量随着平面尺寸增加而增加,在实际工程中,突涌破坏风险也随之加大。

参考文献:

- [1] 刘国彬,王卫东.基坑工程手册[M].北京:中国建筑工业出版社,2009.
- [2] CECS 137:2015,给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规程[S].
- [3] JTG D63—2019,公路桥涵地基与基础设计规范[S].

(下转第255页)