

盾构竖井基坑开挖有限元模拟与分析

季北¹,王杨²

(1. 中铁十九局集团有限公司, 辽宁 辽阳 111000 2. 河南孟州高新区管委会, 河南 焦作 454000)

摘要:本文依托穿黄工程北岸竖井超深基坑支护结构的工程实践,利用理论计算和全三维数值模拟计算分析方法,结合实际的监测数据,对深基坑支护结构的受力性能和变形特征进行研究。研究表明,地连墙的受力以压力为主,拉应力和剪应力十分微小,应力水平远低于设计值;对比模拟计算值、理论计算值和实际监测结果发现,虽然三种结果都显示地连墙的径向变形符合一级基坑的要求,但是解析解相对偏于保守,而模拟结果与监测结果相近,但略低于实测值。

关键词:基坑;变形;数值模拟

中图分类号:TU94

文献标识码:A

Analysis on stability of reinforced soil at shield departure area

Ji Bei¹, WANG Yang²

(1. China Railway Nineteen Bureau Group Co Ltd, He'nan Luoyang 111000, China; 2. Management Committee of Mengzhou Industrial Park, He'nan Jiaozuo 454003, China)

Abstract: Base on the project of foundation pit supporting system of south-to-north water transfer project in yellow, the paper made the analysis on the stress and displacement by means of theoretical arithmetic, numerical simulation and monitoring data. The conclusion is as follow: the stress of the diaphragm wall is given priority to with pressure, tensile stress and shear stress are very small, and stress level is far lower than the design value. And compare the results of theoretical value, simulate value and measured value. The theoretical value is larger than the simulate value and measured value, while the simulation results are similar to the measured value, but slightly lower than the measured values.

Key words: deep foundation pit; displacement; numerical simulation

随着科技的进步,越来越多的超高层建筑和超埋深隧道开始出现,这些工程的兴建,也导致基坑的开挖深度越来越深,同普通基坑相比,深基坑的支护结构必须要考虑其时空效应,如果仍然采用传统的库伦或朗肯土压力理论对支护结构进行设计计算,其结果往往是保守的。吴兴龙^[1]等通过实例论证了基坑开挖过程中时空效应的存在,并指出在施工中边开挖边支护,能够有效控制基坑的变形。王桂平等^[2]通过对软土地区基坑施工的研究,基于杆系有限单元法提出了针对软土地区支护结构变形与内力的计算方法,其计算结果与实际工程相一致。赖冠宙^[3]等指出,在有限元计算中地基等效刚度应该随着开挖而不断调整。

本文将以南水北调中线穿黄工程北岸竖井基坑工程为背景,通过有限元软件对基坑开挖进行模拟,以验证当基坑开挖距坑底8m时,对坑底进行旋喷加固是可行的。

1 工程概况

北岸竖井围护采用地下连续墙形式,圆形竖井外径21.00m,内径18.00m,北岸竖井内衬厚度为800mm,连续墙顶高程104.80m,墙底高程29.00m,连续墙墙底以下进行水泥灌浆加固至高程12.0m。竖井坑底全部采用双高压三重管旋喷加固,钻孔呈梅花型布置,加固高程为45.5m~55.5m,土层地质参数如表1所示。

表 1 北岸竖井土质的物理力学性质表
 Tab.1 Physical and geotechnical properties
 of soil layers of north shaft

岩性	h /m	γ_d /kN.m ⁻³	μ	E_s /MPa	C /kPa	Φ /°
砂壤土	4	15.28	0.3	6.81	11.4	26.2
粉砂	2	16.43	0.35	8.67	0	30.6
细砂	12	17.29	0.23	10.34	0	31.5
中砂	9	17.24	0.25	12.78	0	33.1
细砂	3	16.08	0.25	9.88	0	31.2
中砂	16	16.81	0.3	11.53	0	32.8
细砂	3	16.68	0.31	14.6	0	30.7
粘土	3	15.17	0.28	5.73	26	20.2
细砂	6	16.93	0.25	15.46	0	31.5
粉质壤土	42	15.84	0.3	5.81	22.4	21

2 三维有限元数值模拟

2.1 模型建立

土体的本构关系采用 Mohr - Coulomb 准则, 计算中边界条件设定如下: 四个侧面施加水平约束, 下表面施加竖向位移约束, 上表面为自由活动面, 没有约束。并假设: (1) 假定土体为均匀、各向同性的弹塑性体, 连续墙和支撑为弹性体。(2) 初始状态位移清零, 不考虑开挖前原位土的应力和变形。(3) 施工过程中对土体力学性质的改变不考虑。

圆形竖井外径为 21.00 m, 内径 18 m, 地连墙厚度为 1.5 m, 内衬厚度为 0.80 m。地下连续墙围护结构参数取值为: 弹性模量 $E = 32 \text{ GPa}$ 、泊松比 $\mu = 0.25$, 采用三维实体单元模拟; 内支撑即圈梁简化为内衬结构: 弹性模量 $E = 15 \text{ GPa}$ 、泊松比 $\mu = 0.2$, 采用二维板单元, 二者都采用弹性模型。

本工程基坑平面尺寸较小, 深度较大, 计算时向墙外再取 4.5 倍基坑直径, 向底部以下取 1.2 倍挖深, 模型尺寸为 $100 \times 100 \times 100 \text{ m}$, 模型见图 1。

2.2 模型结果分析

图 2 显示的地连墙在开挖至距坑底 8 m 时, 第一主应力(最小主应力)全部为负, 也就是说地连墙此时全部处于受压状态, 虽然现场施工与模拟施工会有一些差别, 但是可以指出的是此时地连墙的绝大部分处于受压状态。图 3 和图 4 分别

反应了墙体的最大剪应力和 XY 方向剪应力, 可以看出墙体此时收到的剪力最大值不超过 1.1 MPa; 由图 5 我们可得出, 墙体的剪切变形率不足 0.002。以上各图能够反映出墙体的设计强度范围之内, 并有一定程度的富裕。

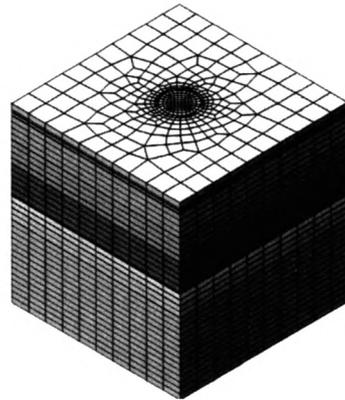


图1 有限元网格划分
 Fig.1 Finite element grid partition

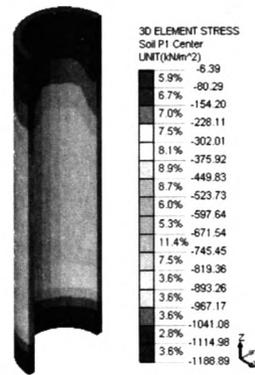


图2 第一主应力云图
 Fig.2 The first principal stress nephogram

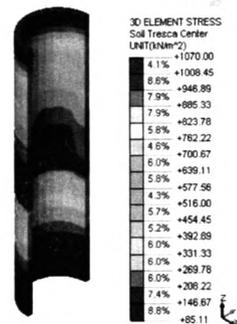


图3 Tresca应力云图
 Fig.3 Tresca stress nephogram

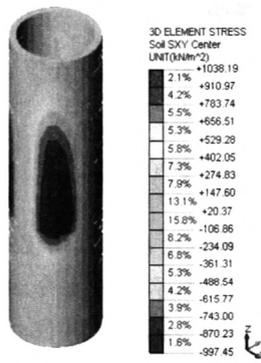


图4 XY方向剪应力云图

Fig.4 Shearing strength nephogram along XY direction

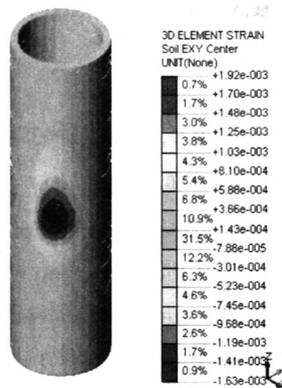


图5 XY方向剪切变形率

Fig.5 Shear deformation rate along XY direction

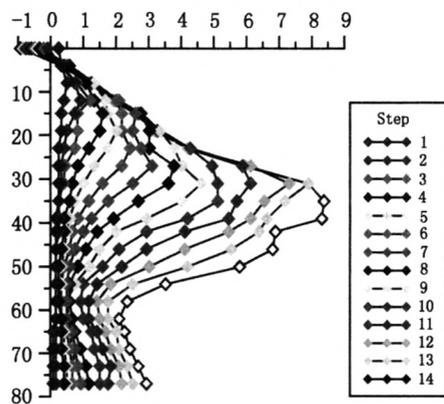


图6 各施工阶段地连墙的径向变形

Fig.6 The radial deformation at each construction stage of the wall

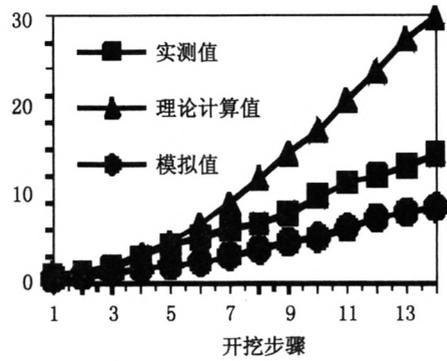


图7 基坑地下墙径向变形

Fig.7 Radial deformation of diaphragm wall

表2 基坑地下墙径向变形

Tab. 2 Radial deformation of diaphragm wall

施工步骤	开挖深度 /m	实测最大变形 /mm	理论计算最大变形 /mm	模拟计算最大变形 /mm
第一步	3	0.72	1.13	0.52
第二步	6	1.12	1.32	0.935
第三步	9	1.82	2.03	1.235
第四步	12	2.93	3.15	1.615
第五步	15	4.34	4.66	2.04
第六步	18	5.26	6.57	2.465
第七步	21	6.12	8.87	3.145
第八步	24	6.68	11.73	3.825
第九步	27	7.86	14.59	4.675
第十步	30	9.75	17.08	5.185
第十一步	33	11.30	20.52	6.205
第十二步	36	12.02	23.69	7.399
第十三步	39	13.13	27.39	7.99
第十四步	42	14.36	29.91	8.49

从图6中我们可以看出当基坑开挖至42m深时,地下连续墙水平最大变形8.49mm, $\delta_h/H = 0.25\% < 0.14\%$, 满足要求。通过表2可以看出,用理论算法(由于篇幅限制具体计算过程不再详细介绍)得出的基坑最大水平变形为29.91mm, $\delta_h/H = 0.07\% < 0.14\%$, 同样满足要求。因此从控制基坑变形角度进行分析,开挖至距离基坑底部8m时在施工坑底旋喷桩是可行的。并通过和实测值的对比我们可以发现,模拟值和理论值与实测值相比,模拟值更加接近真是结果,但是由于模拟过程中忽略了现实土体受力的复杂性,因而地连墙的变形相对较小。

3 结论

1) 地连墙的受力以压力为主,拉应力几乎可

(下转第53页)

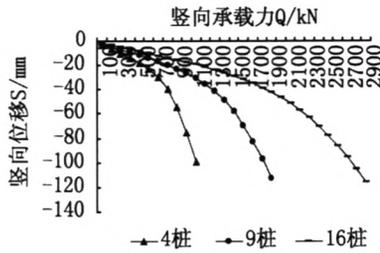


图5 桩数不同时Q-S曲线
Fig.5 Q-S curves of different pile number

表6 桩数不同时各桩的极限承载力

Tab.6 The pile's ultimate strength of different pile number

桩长/m	单桩极限承载力/kN	群桩极限承载力/kN	基桩承载力/kN	η	n
4 桩	157	920	160	1.02	0.31
9 桩	157	1 531	140	0.89	0.18
16 桩	157	2 268	124	0.79	0.13

3 结论

- 1) 群桩效应系数随桩长、桩径和桩数的增加减小,桩距对群桩效应系数影响很小。
- 2) 承台底土分担的荷载比例随着桩距和桩径的增加而增大,随着桩长和桩数的增加而减小。

(上接第49页)

以忽略不计,最大剪应力也十分小,应力水平远低于设计值。

2)通过模拟得出的地连墙径向变形基本一致,由于施工现场的复杂性以及施工过程中维护结构受力的复杂性,有限元软件无法完全一致,故相较于实测值其结果偏小。

3)通过模拟值、理论计算值和实测值的对比可以发现,虽然三种结果都显示地连墙的径向变形符合一级基坑的要求,然而理论计算值的结果明显大于实测值,证明通过传统力学理论的计算,其结果相对保守。

参考文献:

[1] 吕江宏,俞季民.考虑分级开挖的深基坑支护计算

因此适当增加桩距和桩径可以提高承台底土分担荷载的比例,充分发挥土的作用,从而提高群桩极限承载力。

参考文献:

[1] JGJ94-94, 建筑桩基技术规范[S].
 [2] 刘金砺. 粉土中钻孔群桩承台-桩-土的相互作用特性和承载力计算[J]. 岩土工程学报, 1987, 9(6): 1-15.
 [3] 胡汉兵. 竖向荷载下桩-土-承台共同作用特性研究[D]. 武汉: 武汉大学, 1999.
 [4] 王月香. 竖向承载复合桩基群桩效应及其效率研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2002.
 [5] 汤斌, 陈晓平. 群桩效应有限元分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(6): 299-302.
 [6] 刘金砺. 竖向荷载下的群桩效应和群桩基础概念设计若干问题[J]. 土木工程学报, 2004, 37(1): 78-83.
 [7] 陈鹏. 竖向荷载作用下群桩效应模拟研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2007.
 [8] GANDHI, SHAILESH R. Group effect on driven piles under lateral load[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997(8): 65-79.

(责任编辑 刘存英)

[J]. 长江科学院院报, 1998, 15(3). 65-64.
 [2] 刘红军, 贾永刚. 深基坑支护设计的弹性抗力有限元法[J]. 青岛海洋大学学报, 1999, 29(2). 43-48.
 [3] 胡伟. 软土地层地铁车站深基坑开挖围护结构稳定性数值模拟分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2005.
 [4] 王世杰. 基坑支护技术及其在福州地区的工程应用[D]. 上海: 同济大学, 2004.
 [5] 秦志伟. 地铁车站深基坑支护结构变形有限元模拟与监测分析[D]. 邯郸: 河北工程大学, 2011.
 [6] 邹晓琴. 地铁车站基坑开挖数值模拟[D]. 武汉: 华中科技大学, 2009.
 [7] 闫爱田. 黄土地区深基坑支护的有限元分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2010.

(责任编辑 刘存英)