

局部锚固失效下桩锚支护体系深基坑力学响应分析

韩健勇, 赵文, 贾鹏蛟, 陈阳

(东北大学资源与土木工程学院, 辽宁沈阳 110819)

摘 要: 以某砂土层桩锚支护结构深基坑为工程背景, 基于有限元程序 Plaxis 建立数值计算模型, 对单排锚索失效、双排锚索失效两种局部锚固失效工况分别进行模拟, 研究了预应力锚固失效引起的支护结构力学响应规律, 揭示了锚固失效后的锚索荷载传递规律。研究表明: 相对于单排锚索失效情况, 双排锚索失效对基坑支护结构变形及内力的影响较大; 在群锚失效最不利工况下, 桩体最大弯矩和位移分别为正常工况时的 1.66 倍和 1.74 倍; 桩体弯矩增大倍数是决定桩体是否发生破坏的重要指标。

关 键 词: 桩锚支护; 锚固失效; 力学响应; 荷载传递; 基坑稳定性; 深基坑

中图分类号: U 470

文献标志码: A

文章编号: 1005-3026(2018)03-0426-05

Mechanical Response of Anchored Pile Supporting Deep Excavation Influenced by Local Anchor Failure

HAN Jian-yong, ZHAO Wen, JIA Peng-jiao, CHEN Yang

(School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China. Corresponding author: ZHAO Wen, E-mail: zhaowen@mail.neu.edu.cn)

Abstract: Under the engineering background of anchored pile supporting excavation in sand layers, numerical models were established using the FEM program Plaxis to simulate excavations under two local anchor failure conditions of one-row and two-row anchor cable failures. The effect of prestressed anchor failures on mechanical response of retaining structures was studied. Besides, the load transfer response to the anchor failures was revealed. The results obtained from the numerical simulations show that the influence of two-row anchor cable failure on deformation and internal force of retaining structure was larger than that of one-row anchor cable failure. Under the most unfavorable condition of group anchor failures, the bending moments and displacements of retaining piles were 1.66 and 1.74 times of those under the normal construction condition, respectively, and the increase ratio of the bending moment of the retaining piles was the crucial determining factor of the piles failure.

Key words: anchored pile supporting; anchor failure; mechanical response; load transfer; excavation stability; deep excavation

锚索作为预应力锚固技术的一种,在岩土工程加固方面有着广泛的应用,同时取得了显著的社会效益。然而在岩土工程应用过程中,由于施工质量、地质环境等原因,锚索锚固失效的情况时有发生。预应力锚索失效后,将无法保证被加固体的稳定性和安全性,因此导致的边坡失稳、基坑垮塌事件也屡见不鲜,故有必要对预应力锚索锚固失效影响进行研究。

早在 20 世纪 70 年代初,国外学者已经对由于耐久性导致的锚固结构失效问题展开研究,然而针对锚固失效的研究多集中在锚固体自身性能在失效过程中的变化规律^[1-3]。国内相关研究开始于 20 世纪 80 年代,在边坡加固工程应用中,部分学者针对锚固失效响应以及对边坡稳定性的影响进行了详细研究^[4-5],并展开了模型试验和数值试验研究。但鲜有锚固失效对深基坑影响方面

的研究,尤其对于桩锚联合支护体系而言,锚固预应力施加在围护桩体上,不同于边坡锚固预应力直接施加在土体或格子梁上.因此,有必要对桩锚支护体系深基坑局部锚固失效后结构的力学响应进行深入研究.

本文结合沈阳某桩锚支护结构深基坑工程,采用有限元数值方法建立模型,分析了单排锚索失效和双排锚索失效两种常见锚固失效模式下,不同失效工况对支护结构力学特征和位移变形的影响规律,以期为今后深基坑设计、施工提供理论依据,并为补锚加固提供决策标准.

1 工程背景

1.1 工程概况

某深基坑工程位于沈阳市和平区(见图1),A区开挖深度为23.1 m,开挖面积为30 520 m².基坑周边布置桩体水平位移测点、锚索轴力测点、

桩顶水平位移测点(见图1).
沈阳市区内土层主要为砂、砾、卵石等砂性土质,由上往下密实状态呈现从中密到密实^[6].场地内主要土层参数见表1.

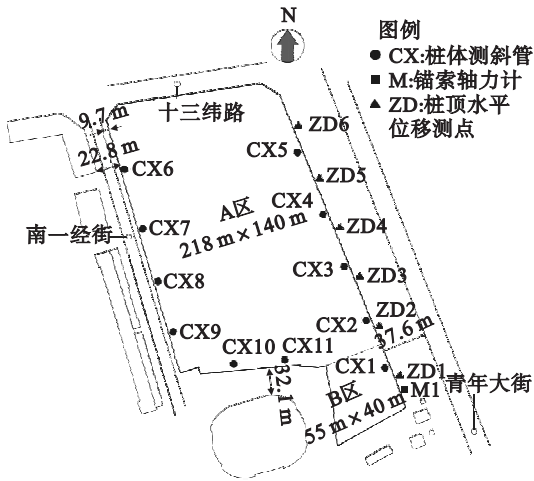


图1 基坑平面图
Fig. 1 Plan of excavation

表1 各土层物理力学参数
Table 1 Mechanical parameters of soil layers

土层	层厚/m	容重/ (kN·m ⁻³)	c/kPa	压缩模量 E _s /MPa	φ/(°)	SPT-N 值	地基承载力特征值 f _{ak} /kPa
杂填土	4.6	16.66	—	15	10	—	—
中粗砂①	0.5	19.11	1	18	30	5	200
砾砂	16.9	19.60	1	30	36.4	12	500
中粗砂②	3.1	19.11	1	27	33.4	12	480
圆砾	20.9	20.58	1	40	37.8	15	650

1.2 支护方案设计

基坑支护采用桩锚支护结构,A区支护结构剖面图见图2.围护桩采用桩径0.6 m的长螺旋压灌桩,桩间距为1.1 m.A区桩长为27 m,设置7

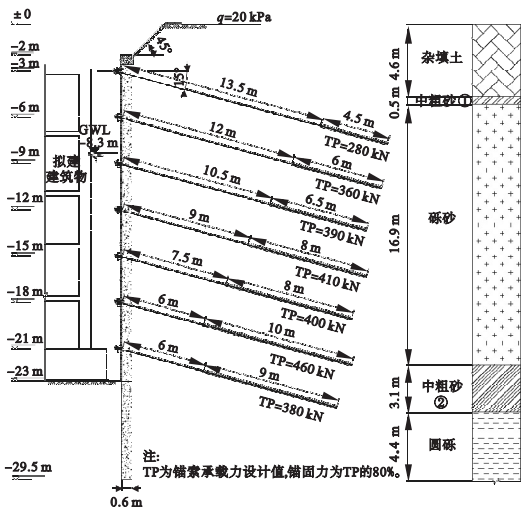


图2 基坑支护结构剖面图

Fig. 2 Profile of retaining structure of the excavation

排锚索,锚索竖向间距3 m,其中第二排和第三排锚索水平间距为2.2 m,其他各排锚索水平间距为1.1 m.锚索采用高强度低松弛7φ5钢绞线,钻孔直径0.15 m,与水平方向夹角为15°.

1.3 预应力锚固系统失效机制分析

随着大型基坑工程工期的延长,预应力锚固系统的长期使用性能受到了极大关注.通常,大范围锚固系统的失效往往是从单根锚索失效开始的.单根锚索失效后,应由其提供的约束力消失,相应荷载则由相邻锚索承担^[7],易使相邻锚索结构超载,加速锚固失效演化过程,造成局部群锚失效.另一种群锚失效为同一层中数个锚索同时失效,即整排锚索群锚失效.这种群锚失效形式往往是因为同排锚索遇到相似的不良地质条件或者施工质量不合格所引起的.整排群锚失效演化过程较快,劣化过程呈加速发展,一旦发生难以及时采取加固措施.本文主要针对整排锚索群锚失效现象展开深入讨论与分析,为后期基坑支护加固提供理论依据.

2 数值模型建立

由于在基坑开挖过程中,整个支护结构体系与土体均呈现出复杂的受力与变形特性,因此本文采用可以模拟动态施工过程和结构-土体相互作用的平面应变有限元程序 Plaxis2D 进行数值建模.选取基坑 A 区断面进行模拟,计算模型如图 3 所示.为节省建模时间,对模型支护形式和地层条件进行了简化,场地土层简化为砾砂和圆砾,并不对研究规律产生影响.

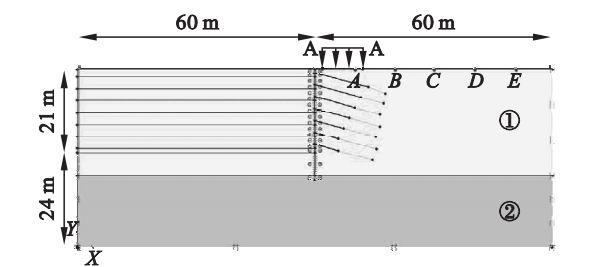


图 3 计算模型示意图
Fig. 3 Profile of numerical model

模型左右两侧施加水平方向位移约束,底面施加双向位移约束,顶面为自由边界.土体本构模型采用 Hardening - Soil 模型(简称 HS 模型),该模型可以同时考虑剪切硬化和压缩硬化,并以 Mohr - Coulomb 为破坏准则,是一个可以模拟不同类型土体行为的先进本构模型.膨胀角可按 $\Psi \approx \varphi - 30^\circ$ [8] 取值.砂性土层使用 HS 模型模拟深基坑开挖在相关文献中已有一定的经验 [9]. 本文土层参数取 $E_{\text{sed}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}}, E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3 E_{50}^{\text{ref}}$. 按照工程实际情况建立计算模型,根据围护桩体的位移反分析确定各土层 E_{50}^{ref} 的取值, $E_{50}^{\text{ref}} = 4E_s$. 桩体位移 (CX3) 实测值与计算值的对比结果见图 4, 由于测量仪器所限,实测值假设桩底位移为 0,故忽略计算结果中桩底位移量.经对比,数值模拟结果与实测数据规律一致,且差距不大,模型参数的准确性满足研究分析要求.

基坑围护桩采用线弹性板单元模拟,根据等效截面抗弯刚度法将围护桩等效为连续墙,围护桩等效尺寸长 27 m,厚 0.4 m.围护桩弹性模量为 30 GPa,泊松比为 0.2.桩体两侧与土体间设有界面单元,用来模拟脱开和滑移等现象,界面单元强度为土体强度的 0.65 倍.锚索由上至下依次编号为 L1 ~ L7,锚索自由段采用锚杆单元模拟,锚固段则采用格栅单元模拟,弹性模量为 210 GPa.由于现场锚索张拉值偏低,因此采用各层锚索预应

力监测平均值作为模型参考值: $F_{L1} = 120 \text{ kN}$, $F_{L2} = 200 \text{ kN}$, $F_{L3} = 180 \text{ kN}$, $F_{L4} = 203 \text{ kN}$, $F_{L5} = 225 \text{ kN}$, $F_{L6} = 224 \text{ kN}$, $F_{L7} = 102 \text{ kN}$. 本次研究用删除锚索体的方式来模拟锚固失效,本文主要针对前述整排群锚失效进行研究.

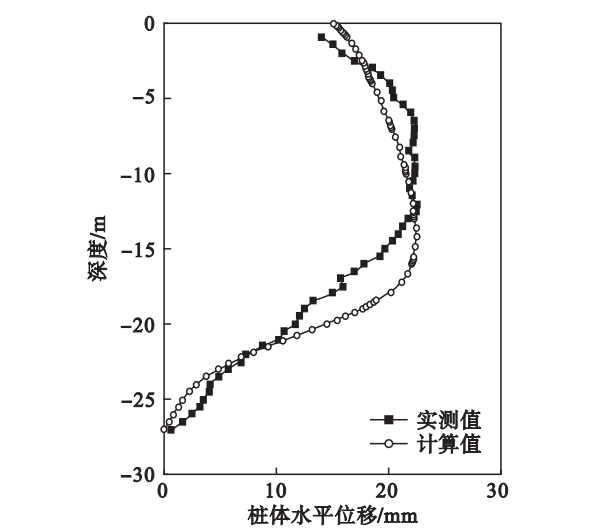


图 4 实测值与计算值对比曲线
Fig. 4 Curves of measured values and calculated values

3 数值模拟结果分析

3.1 围护桩体变形

将 L1 ~ L7 的单排锚索失效情况编号为工况 1 ~ 7,将 L1L2 ~ L6L7 的双排锚索失效情况编号为工况 8 ~ 13,锚索未失效情况定为工况 0.各工况桩体最大水平位移见图 5. 基坑开挖至底后,桩体最大水平位移为 35.4 mm. 由图 5 可见,对于单排锚索失效情况,L1 ~ L4 失效对桩体的最大位移并没有显著影响,L6 失效影响较明显. 由于开挖至底后,桩体最大位移位于 L5 与 L6 之间,最大弯矩位于 L6 与 L7 之间,L6 位于最不利截面附近,且桩后侧向土压力较大;当 L6 失效后,桩体失去 L6 锚拉作用,失效点附近桩体位移迅速增加. L6 失效时桩体最大位移为未失效时的 1.18 倍.

在双排锚索失效情况下,桩体位移变化规律与单排锚索失效情况时类似,L5,L6 失效时桩体位移为未失效时的 1.74. 值得注意的是,L1,L2 两排锚索失效情况产生了较大的位移增量. 主要原因是最上部的两排锚索失效后,围护桩受力模式发生改变,由类似连续梁受力结构变为 7 m 悬臂结构,桩的最大位移增大至原位移的 2.08 倍 (由 35.4 mm 增加至 73.7 mm).

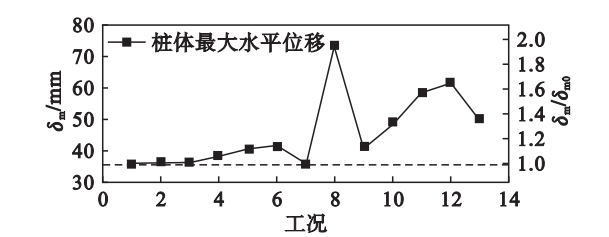


图5 不同工况下桩体最大水平位移
Fig. 5 Maximum horizontal displacement under different conditions

3.2 围护桩体内力

各锚索失效工况引起的桩体最大弯矩见图6. 基坑开挖至底后,最大弯矩为182.7 kN·m. 由图可知,对于L1~L5单排锚索失效情况,桩体最大弯矩略有降低. 分析原因为锚索失效后,围护桩与锚索发生应力重分布,锚索预应力值增加,使得围护桩最大弯矩附近的锚固位置产生负弯矩增量,致使桩体最大弯矩减小. L6失效后弯矩增长较明显,桩体最大弯矩为未失效时的1.21倍. 相对于单排锚索失效工况,双排锚索失效工况引起的最大桩体弯矩增加较为显著. L5, L6失效工况引起的桩体弯矩增加值最大,桩体最大弯矩约为未失效时的1.66倍(303.3 kN·m).

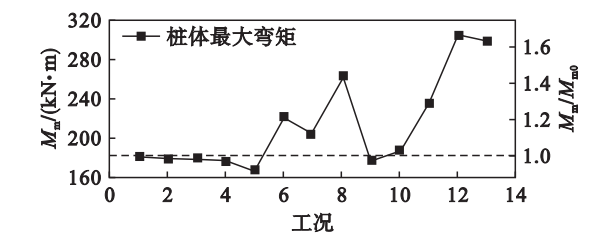


图6 不同工况下桩体最大弯矩
Fig. 6 Maximum bending moment under different conditions

假设锚索失效引起的桩体弯矩增大倍数为 I ,围护桩受拉钢筋达到抗拉极限强度时的桩体弯矩与设计弯矩之比为安全系数 K_d ^[10]. 若 $I > K_d$,则桩体将发生破坏;若 $I < K_d$,则桩体不会破坏. 由此可见,弯矩增大倍数 I 为决定支护结构能否失效的重要因素之一. 在本文讨论的情况中, L5, L6失效时,最大弯矩增大倍数 I 为1.66. 以本工程为例,基坑为一级基坑,结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.1$,荷载综合分项系数 $\gamma_F = 1.25$,桩体钢筋(HRB400)极限抗拉强度与抗拉强度设计值之比为1.5,故围护桩的安全系数 $K_d = 2.06$. $I < K_d$,因此,在上述最不利工况下将不会导致桩体破坏.

3.3 锚索预应力

锚索失效后,失效锚索承担的荷载转移至邻近锚索,距离失效点位置最近的锚索预应力值增

加最大,随着距离的增加,预应力增加量呈非线性减小(见图7). 失效锚索相邻上下层锚索预应力增量如图8所示. 由图8可知,失效点下排锚索预应力增量随着失效点位置的下移逐渐增大,工况6(双排锚索失效为工况12)达到最大预应力增量;失效点上排锚索预应力增量随着失效点位置的下移先增大后减小,最大增量值工况与前述相同. 双排锚索失效情况与单排锚索失效情况相比,锚索预应力增量较大,分别为后者的3.7(下排锚索)和3.1倍(上排锚索).

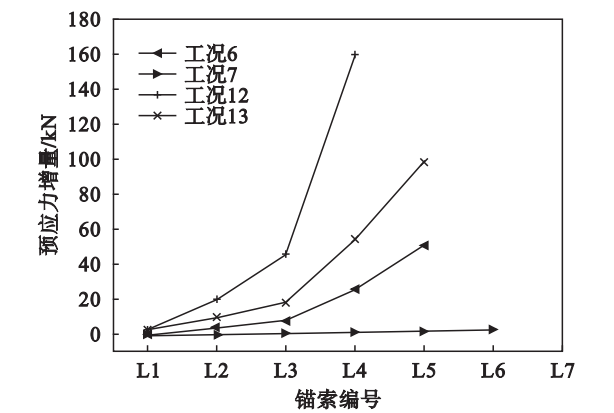


图7 不同工况下各层锚索预应力增量
Fig. 7 Prestress increment of each layer of anchor cable under different conditions

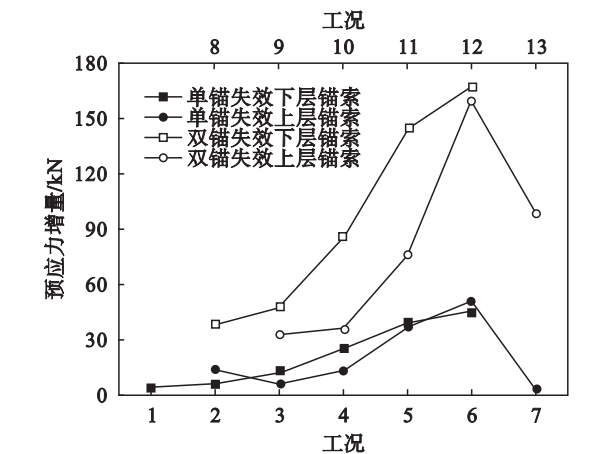


图8 不同工况下失效点相邻锚索预应力增量
Fig. 8 Prestress increment of anchor cable adjacent to failure region under different conditions

3.4 整体稳定性

基坑整体稳定性分析方法主要包括极限平衡法、极限分析法、强度折减法等. 通常有限元法计算整体稳定采用强度折减法,即强度参数通过较小的增量步进行折减,直至土体达到临界破坏状态,从而得到基坑的稳定性安全系数 F_s . 模型达到临界破坏时的土体位移可以反映模型的整体失稳破坏形态,不同工况的滑动面形状类似,典型失稳破坏模式见图9. 可以看出,基坑土体绕围护桩

上部某点产生整体滑动,由于土层为砂性土,滑动面近于平面.各工况整体失稳滑动面基本为过桩底滑弧,其中工况 6,11~13 滑动面为基底以下的切桩滑弧.

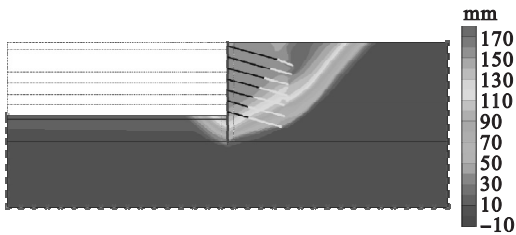


图 9 基坑典型整体失稳破坏位移云图
Fig. 9 Displacement cloud picture of typical global stability failure of the excavation

4 结 论

- 1) 相对于单排锚索失效情况,双排锚索失效时桩体位移和弯矩增加量较大. 基坑开挖至底后,失效点位于桩体最大水平位移位置附近时出现最不利工况.
- 2) 定义锚索失效引起的桩体弯矩增大倍数为 I ,当桩的破坏形式为弯曲破坏时,围护桩钢筋安全系数 K_d 与增大倍数 I 的相对大小决定了桩体是否会因锚索失效而发生破坏,可作为锚索失效能否造成基坑失稳的重要指标之一.
- 3) 当锚索失效时,失效点荷载向未失效锚索转移,距离失效点越近锚索预应力值增加越多,随着距离的增加,增加值呈非线性减小. 最不利工况下,双排锚索失效引起的相邻锚索预应力增加值约为单排锚索失效的 3~4 倍.
- 4) 各锚索失效工况整体失稳滑动面大多数出现过桩底滑动面,仅工况 6,11~13 出现基底以下的切桩滑动面.

参考文献:

[1] Rokhlin S L, Kim J Y, Nagy H, et al. Effect of pitting corrosion on fatigue crack initiation and fatigue life [J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 1999, 62 (4) : 425 - 444.

[2] Littlejohn G S. Ground anchorages: corrosion performance [J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1987, 82 (3) : 645 - 662.

[3] Barley A D. Failure of a 21 year old anchored sheet pile quay wall on the Thames [J]. *Ground Engineering*, 1997, 30 : 42 - 45.

[4] 李强,唐树名. 锚失效影响岩质边坡稳定的数值模拟 [J]. 重庆交通大学学报 (自然科学版), 2012, 31 (6) : 1171 - 1176.
(Li Qiang, Tang Shu-ming. Numerical simulation of anchor failure effecting stability of rock slope [J]. *Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science)*, 2012, 31 (6) : 1171 - 1176.)

[5] Lee W F, Liao H J, Chang M H, et al. Failure analysis of a highway dip slope slide [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2012, 27 (1) : 116 - 131.

[6] 赵文,韩健勇,李慎刚,等. 砂土地层深基坑桩锚支护体系的受力与变形 [J]. 东北大学学报 (自然科学版), 2015, 36 (4) : 576 - 580.
(Zhao Wen, Han Jian-yong, Li Shen-gang, et al. Stresses and deformations in pile-anchor support system of deep foundation pit in sandy layers [J]. *Journal of Northeastern University (Natural Science)*, 2015, 36 (4) : 576 - 580.)

[7] Fuseya Y, Takeda H. Inspection, integrity investigation and repair of 30-year old anchors [C] // Littlejohn S. *Ground Anchorages and Anchored Structures in Service*. London: Thomas Telford Publishing, 2007 : 23 - 32.

[8] Khoiri M, Ou C Y. Evaluation of deformation parameter for deep excavation in sand through case histories [J]. *Computers and Geotechnics*, 2013, 47 : 57 - 67.

[9] Khoiri M, Ou C Y, Teng F C. A comprehensive evaluation of strength and modulus parameters of a gravelly cobble deposit for deep excavation analysis [J]. *Engineering Geology*, 2014, 174 : 61 - 72.

[10] 程雪松,郑刚,邓楚涵,等. 基坑悬臂排桩支护局部失效引发连续破坏机理研究 [J]. 岩土工程学报, 2015, 34 (7) : 1249 - 1263.
(Cheng Xue-song, Zheng Gang, Deng Chu-han, et al. Mechanism of progressive collapse induced by partial failure of cantilever contiguous retaining piles [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, 34 (7) : 1249 - 1263.)