

上拔荷载作用下装配式输电线路岩石群锚基础受力特性研究

王瑞成¹, 张琦¹, 聂少锋², 张斌¹, 张清政³, 王志丰³

(1. 中国能源建设集团山西省电力勘测设计院有限公司, 山西 太原 030001;

2. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 3. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710061)

摘要: 为解决传统岩石群锚基础材料耗量大、运输不便的问题, 提出一种新型装配式输电线路岩石群锚基础。采用有限元方法建立新型群锚基础的三维精细化数值模型, 研究上拔荷载作用下群锚基础受力特性, 分析锚杆间距、长度及直径等参数对新型群锚基础锚杆内力的影响规律。结果表明: 锚杆内力在钢骨架连接处最大, 随深度增加逐渐减小; 锚杆距群锚基础形心越远, 其内力越大; 锚筋长度相同时, 随着锚杆间距的增大, 锚杆内力呈逐渐变小的趋势, 而锚筋长度及直径对内力的变化影响较小。将数值计算结果与规范计算结果进行对比发现: 处于与水平荷载方向相反且与群锚中心相距最远的两根锚杆的规范计算结果与数值计算结果吻合度高, 其余锚杆两种计算结果的吻合度相对较低。

关键词: 输电线路; 群锚基础; 上拔荷载; 锚杆内力; 数值分析

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2024)02-0164-07

Investigation on Mechanical Behavior of Rock Group Anchor Foundation of Assembled Transmission Line Subjected to Uplift Load

WANG Ruicheng¹, ZHANG Qi¹, NIE Shaofeng², ZHANG Bin¹, ZHANG Qingzheng³, WANG Zhifeng³

(1. China Energy Engineering Group Shanxi Electric Power Engineering Co., Ltd., Taiyuan, Shanxi 030001, China;

2. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710061, China;

3. School of Highway, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710061, China)

Abstract: In order to solve the problems of large material consumption and inconvenient transportation of traditional rock group anchor foundation, a novel assembled rock group anchor foundation for transmission lines is proposed. The novel foundation has the advantages of high assemble degree, short of construction period, and saving the amount of construction material. The cross-shaped assembled steel structure was used to replace the traditional concrete cap in the novel foundation. The 3D fine numerical model of the novel type of group anchor foundation is established by the finite element method. The mechanical behavior of the group anchor foundation and the anchor rod subjected to uplift load are analyzed. The influences of the parameters including spacing, length and diameter of the anchor rod on the mechanical behavior of the novel group anchor foundation are investigated. The results show that the maximum internal force of the anchor rod is at the connection of the steel beam, and the tensile force of the anchor rod decreases with increasing of depth gradually. The farther the anchor rod is from the centroid of the group anchor foundation, the greater the calculated internal force. For the same value of the length of the anchor bars, with the increase of the spacing between the anchor bars, the internal force of the anchor bars gradually decreases, while the length and diameter of the anchor bars have little impact on the changes in internal force. Comparing the numerical results with the calculated results obtained by the theoretical formula in the standard, it is shown that the calculated results of the two anchor rods located in the location farthest from the center of the group anchor have a good fitting effect with the numerical results, while the numerical results of the other anchor rods are relatively small.

Keywords: transmission lines; group anchor foundation; lifting load; internal force of bolt; numerical contrast

收稿日期: 2023-10-07

修稿日期: 2023-11-20

基金项目: 中国能源建设集团山西省电力勘测设计院有限公司科技项目(14-K2022-26-T03); 陕西省重点研发计划项目(2024GX-YBXM-374)

作者简介: 王瑞成(1984—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事输电线路结构方面研究工作。E-mail: 185911763@qq.com

通讯作者: 聂少锋(1981—), 男, 博士, 教授, 主要从事结构工程方面研究工作。E-mail: niesf126@126.com

随着国家经济高速发展,输电线路行业向西部山区快速发展,其基础遇到的地质条件变得复杂,施工难度逐渐加大,基础形式呈现多样化^[1]。目前山区输电线路杆塔基础类型之一的岩石群锚基础^[2]在工程中比较常见,在对其受力特性方面,国内外学者做了大量研究,为输电线路杆塔基础的设计提供了依据。鲁先龙等^[3]通过现场试验,量化分析了锚杆间距对群锚基础承载性能的影响,并给出了输电线路岩石群锚基础锚杆间距的取值建议。张昕等^[4]通过 DIC 技术对群锚上拔过程进行了模型试验研究,得到了不同锚杆间距条件下的位移场和应变场。Sahoo 等^[5]研究了不排水条件下沿同一垂平面埋设在土体中的两组刚性条形板锚的水平拉拔能力,发现锚杆放置在锚板高度的 0.7~1.2 倍之间时,锚杆组的拉拔阻力最大。Memar 等^[6]通过试验研究发现 H 型截面的群桩效率最高,当桩距为桩径的 6 倍时,可不考虑桩间距的影响。陈军等^[7]通过数值方法研究了大直径水泥土锚索的群锚效应,提出了土层锚索的合理间距,具有一定的工程参考意义。Mokhbi 等等^[8]通过数值方法对密砂中群锚进行分析研究,发现锚间距、土体内摩擦角和锚固深度是影响群锚承载力最重要的参数。Kim 等^[9]建立了粉砂中群锚的离心模型,运用数值方法并改变间距/埋深比评价对群锚承载力的影响。刘伟等^[10]通过应用弹性力学和岩石锚杆竖向抗拔传力规律,建立了岩石群锚基础中单根锚杆间无相互影响的界限间距近似计算方法以及群锚效率估算方法,可为岩石群锚基础初步设计提供依据。梁月英^[11]通过无限域内受集中力作用的 Kelvin 基本解,利用叠加原理,发现当扩孔压力型锚杆的布置间距为 5~10 倍的锚杆直径时,需考虑锚杆间距的影响。王成华等^[12]通过数值分析方法研究扩径缺陷桩对竖向荷载作用下群桩基础工作性状的影响,得出了扩径缺陷对群桩各桩间轴力分布及承台弯矩分布影响。

输电线路基础的造价与工期在输电线路工程中占比较大,据统计,基础工程工期约占工程工期的一半,运输量占整个工程的 60%,费用占整个工程的 15%~35%^[13]。重要原因是传统岩石群锚基础施工时一般需浇筑混凝土承台,导致材料消耗量大、施工工期长,不满足我国绿色经济发展与装配式施工政策的要求。为解决传统岩石群锚基础材料耗量大、施工安全问题突出、环保水保效益差以及运输不便的问题,项目组提出一种新型装配式输电线路岩石群锚基础,采用“十”字形装配式钢骨架代替混凝土承台,并对其单根微型钢管桩-锚杆组合基础的

受力性能开展研究^[14]。该新型基础施工时无需开挖基坑,可直接在岩石地基上开展打锚孔、灌浆等施工过程,具有减少材料用量、缩短工期与安全施工等众多优势。

可以看出国内外学者对于装配式岩石群锚新型组合基础中锚杆内力受力机理方面的研究不足,《架空输电线路锚杆基础设计规程》^[15](DL/T 5544—2018)中群锚基础中单根锚杆所受内力的计算公式是针对传统混凝土承台基础提出的,其是否适用于该新型装配式岩石群锚基础需进行分析研究。本文基于新型装配式输电线路岩石群锚基础,对该岩石群锚基础中锚杆的受力机理进行数值研究,在前期研究的基础上^[14]详细分析上拔荷载作用下锚杆间距、锚筋长度与锚筋直径对新型群锚基础锚杆受力特性的影响,将锚杆内力的数值结果与相关规范公式计算结果对比分析,以评估规范公式对该新型基础的适用性,研究成果可为相关工程设计提供依据。

1 新型装配式钢骨架岩石群锚基础

新型装配式钢骨架岩石群锚基础由型钢骨架与锚杆基础两部分组成,如图 1 所示,锚杆基础由锚筋与灌浆料组成,锚筋需伸出地基表面一定高度。型钢骨架代替普通混凝土岩石群锚基础的承台结构,其上翼缘可直接与塔脚板相连,下翼缘与岩石地基表面接触,锚筋顶部通过螺栓与型钢上翼缘连接。型钢骨架的形状为“十”字形,采用双腹板 H 型截面。型钢通过工厂预制,施工现场进行装配化施工即可。

新型装配式钢骨架岩石群锚与传统混凝土群锚基础的受力性能与施工工艺对比分析,见表 1。该新型装配式钢骨架岩石群锚基础具有装配化程度高、缩短施工工期与节省材料用量等优势。

2 有限元模型的建立

2.1 模型设计

基本模型编号为 A1,依据《架空输电线路锚杆基础技术规程》^[15](DL/T 5544—2018)进行设计,锚筋规格为 $\Phi 36$,等级为 HRB400,锚筋长度为 3 000 mm;锚杆直径 D 为 125 mm;灌浆料采用 C30 细石混凝土。

基本试件尺寸及构造见图 2。岩体尺寸长 $\times$ 宽 $\times$ 高为 10 m $\times$ 10 m $\times$ 6 m。依据《钢结构设计标准》^[16](GB 50017—2017)设计钢骨架,装配式“十”字型钢骨架为一个整体构件,钢骨架截面采用双腹板 H 型钢,截面尺寸见图 2(b);具有锚杆的位置对称布置加劲肋;钢骨架的大小与锚杆的间距相对应。

群锚基础中锚杆数量为 8 根,布置方式为“十”字型,锚杆编号见图 2(b)。

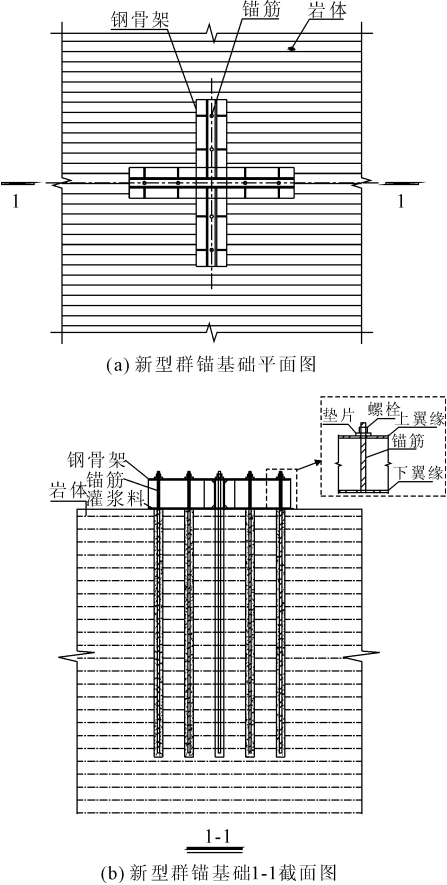


图 1 新型装配式输电线路岩石群锚基础构造图

表 1 新型装配式群锚基础与传统混凝土群锚基础对比分析

比较项目	传统混凝土群锚基础	新型装配式群锚基础
与铁塔连接方式	地脚螺栓锚固于混凝土承台中,承台高度和埋深受地脚螺栓的长度限制,一般承台+主柱高度为 2 m~3 m。	型钢骨架与塔脚板直接连接。
单根锚杆受力	受承台和主柱高度影响,水平力作用下,单根锚杆受力较大。	型钢骨架承台高度较低,水平力作用下,单根锚杆受力较小。
基坑开挖	基坑开挖深度约 3 m,开挖方量大。	表层岩石较为完整时,直接钻孔;表层岩石较破碎时,将表层约 0.5 m~1.0 m 岩石挖除,浇筑混凝土垫层,在其上钻孔,开挖方量小。
施工工艺	现场浇筑混凝土承台及主柱,湿作业工作量大。	岩石较为完整,无需进行混凝土浇筑作业;岩石较破碎时,混凝土浇筑量小。
施工工期	混凝土浇筑量大,施工周期长。	现场无混凝土浇筑或浇筑量较小,基础装配化程度高,施工周期短。
环水保	土石方开方量大,环水保效益差。	无土石方开方或开方量小,环水保效益显著。

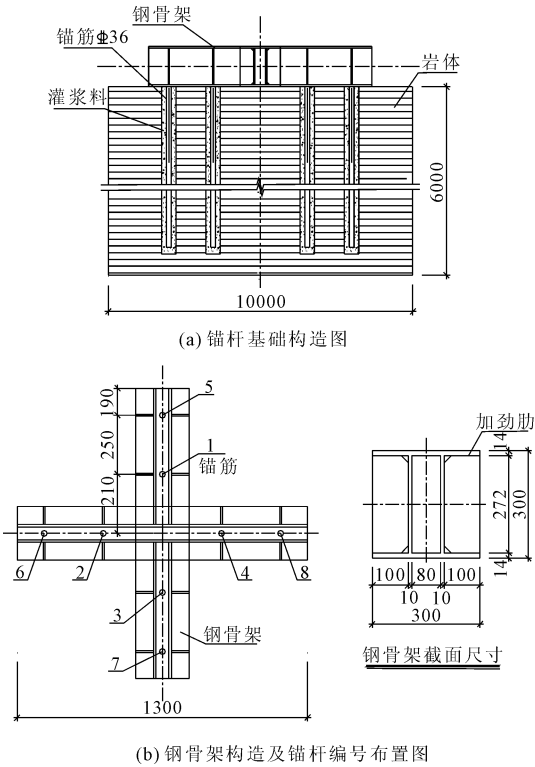


图 2 基本试件尺寸及构造

2.2 材料本构模型

2.2.1 钢材本构模型

新型群锚基础中的锚筋采用 HRB400 级钢筋,屈服强度 f_y 为 400 MPa; 型钢骨架采用 Q355B 钢,屈服强度 f_y 为 355 MPa; 所有钢材的弹性模量 E 为 2.06×10^5 MPa,泊松比为 0.3^[16],且均采用理想弹塑性本构模型。

2.2.2 灌浆料本构模型

灌浆料采用 C30 细石混凝土,其弹性模量为 3×10^4 MPa,泊松比为 0.2,采用混凝土塑性损伤本构模型,参数见表 2^[17]。

表 2 混凝土塑性损伤本构模型参数

膨胀角/(°)	偏心率	屈服常数	f_{bo}/f_{co}	粘滞系数
30	0.1	0.6667	1.16	0.0005

注: f_{bo}/f_{co} 为双轴受压与单轴受压极限强度比。

2.2.3 岩体本构模型

参考《架空输电线路锚杆基础技术规程》^[15] (DL/T 5544—2018) 附录 A,岩体等级设置为较软岩,假定岩体连续均匀且各向同性,采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型,材料特性见表 3^[18]。

表 3 Mohr-Coulomb 本构模型参数

密度 /(g·cm ⁻³)	弹性模量 /MPa	泊松比	内摩擦角 /(°)	黏聚力 /MPa
2.3	500	0.3	40	0.4

2.3 接触属性、边界条件与网格划分

锚筋与灌浆料界面的粘结强度比岩体与灌浆料界面的粘结强度大,因此将锚筋与灌浆料设为“tie”约束。岩体与灌浆料之间采用粘结接触 (cohesive surface) 模拟粘结滑移,法向接触为“硬接触”,切向接触为“罚函数”,摩擦系数取 0.3^[19]。钢骨架与锚筋之间采用“tie”约束。

岩体边界条件设置为底部固定约束,四周水平约束,上表面为自由面;钢板不设置边界条件。模型中的各个部件均采用六面体实体单元 (C3D8R) 进行网格划分,网格划分时需设置良好的网格密度。模型网格划分、边界条件与施加荷载见图 3。

依据《国家电网公司输变电工程通用设计》^[20],以 5A2-J1 的塔形作为研究对象,基础承受最大上拔荷载 $T_{\max}$ 取 903 kN,最大水平荷载 N_x 取 150 kN, N_y 取 134 kN。为方便计算,在钢骨架上表面中心点处设置参考点 RP1,将钢骨架上表面所有自由度与 RP1 耦合,在 RP1 处施加 z 方向的上拔荷载 903 kN、 x 方向的水平荷载 150 kN 与 y 方向的水平荷载 134 kN。

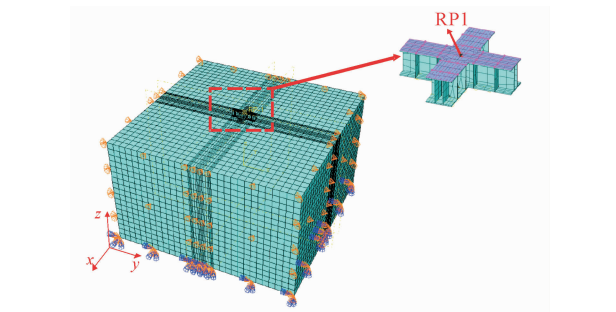


图 3 有限元模型

2.4 上拔荷载下模型 A1 受力分析

基本模型 A1 中,经分析,6 号锚筋的 Von Mises 应力最大,4 号锚筋的应力最小。典型锚筋的 Von Mises 应力云图见图 4。4 号与 6 号锚杆灌浆料的应变云图见图 5。岩体的应变云图见图 6,水平力作用下可以分为局部受压侧和受拉侧。

由图 4 可知,6 号锚筋的最大应力为 235.2 MPa,4 号锚筋的最大应力为 97.6 MPa,均未达到材料屈服强度。锚筋应力在与钢骨架连接处最大,随

着深度的增加应力逐渐减小。由图 5 可知,4 号锚杆灌浆料最大塑性应变为 6.55×10^{-4} ,6 号锚杆灌浆料最大塑性应变为 1.46×10^{-3} 。由图 6 可知,岩体的最大应变为 1.02×10^{-2} ,最大应变在 2 号、4 号、6 号、7 号锚杆周围。

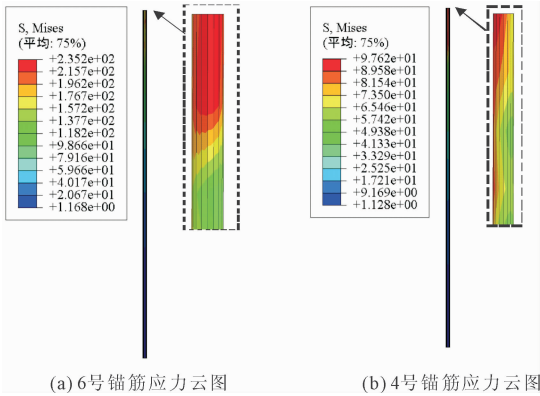


图 4 锚筋应力云图

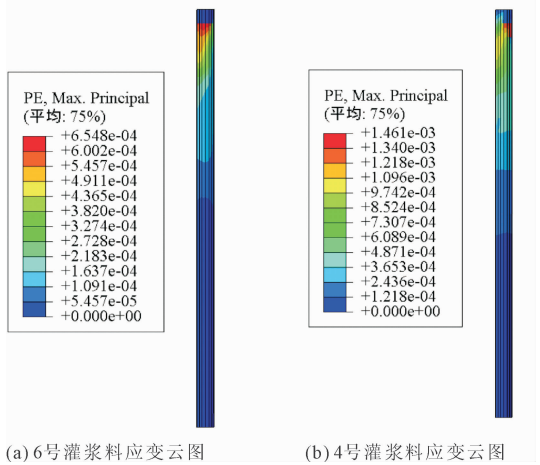


图 5 灌浆料应变云图

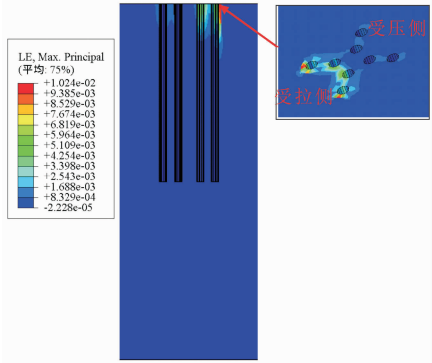


图 6 岩体应变云图

3 设计参数对锚杆内力影响分析

在基本模型 A1 的基础上,仍以 5A2-J1 的塔形

作为研究对象,施加荷载与模型 A1 相同。研究新型群锚基础在荷载作用下每根锚杆所分配的内力,并与规范公式计算结果进行对比分析;详细研究锚杆间距、锚筋长度与锚筋直径对新型群锚基础锚杆受力特性的影响。共分析 20 个受力工况。建立的有限元模型编号、分析工况及主要结果见表 4。

表 4 有限元模型编号、分析工况及主要结果									
编号	间距	l /m	d /mm	R_6 /kN	R_{6-F} /kN	$\frac{R_{6-F}}{R_6}$	R_7 /kN	R_{7-F} /kN	$\frac{R_{7-F}}{R_7}$
A1	2D	3.0	36	164.7	156.3	0.95	156.9	151.7	0.97
A2	3D	3.0	36	148.7	141.8	0.95	121.6	138.8	1.14
A3	4D	3.0	36	140.8	134.6	0.96	106.3	132.3	1.24
A4	5D	3.0	36	118.0	130.2	1.10	113.0	128.4	1.14
B1	2D	3.5	36	160.0	156.3	0.98	140.6	151.7	1.08
B2	3D	3.5	36	148.6	141.8	0.95	129.8	138.8	1.07
B3	4D	3.5	36	139.8	134.6	0.96	110.0	132.3	1.20
B4	5D	3.5	36	120.1	130.2	1.08	122.0	128.4	1.05
C1	2D	4.0	36	166.9	156.3	0.94	137.2	151.7	1.10
C2	3D	4.0	36	149.5	141.8	0.95	121.8	138.8	1.14
C3	4D	4.0	36	141.5	134.6	0.95	106.4	132.3	1.24
C4	5D	4.0	36	122.6	130.2	1.06	117.0	128.4	1.09
D1	2D	3.0	32	170.0	156.3	0.92	138.6	151.7	1.09
D2	3D	3.0	32	149.1	141.8	0.95	116.0	138.8	1.20
D3	4D	3.0	32	141.4	134.6	0.95	105.5	132.3	1.25
D4	5D	3.0	32	119.1	130.2	1.09	114.0	128.4	1.13
E1	2D	3.0	40	171.5	156.3	0.91	139.9	151.7	1.08
E2	3D	3.0	40	151.6	141.8	0.94	119.0	138.8	1.17
E3	4D	3.0	40	139.6	134.6	0.96	106.0	132.3	1.25
E4	5D	3.0	40	119.5	130.2	1.09	117.0	128.4	1.10

注: l 为锚筋长度; D 为锚杆直径,为 125 mm; d 为锚筋直径; R_6 和 R_7 分别为 6 号和 7 号锚筋内力数值计算结果; R_{6-F} 和 R_{7-F} 分别为 6 号和 7 号锚筋内力的规范公式计算结果。

3.1 锚筋间距的影响

改变锚筋长度分别为 3 000 mm、3 500 mm 和 4 000 mm;改变锚杆间距,分别为 2D、3D、4D 和 5D,建立模型 A、B 和 C 系列。

模型 A 系列中各锚杆的内力计算结果见图 7。由图 7 可知,群锚基础中各个锚杆内力不同,2 号、3 号、6 号、7 号锚杆内力大,1 号、4 号、5 号、8 号锚杆内力小,因为 x 方向的水平荷载比 y 方向的水平荷载大。对不同锚筋长度、锚筋间距工况下内力计算结果分析可以发现,2 号和 3 号锚杆的内力相差约 10%,6 号和 7 号锚杆的内力相差约 15%。1 号—4 号锚杆中,2 号、3 号锚杆的内力比 1 号、4 号锚杆大;5 号—8 号锚杆中,6 号、7 号锚杆的内力比 5 号、

8 号锚杆大。6 号和 7 号锚杆的内力比 2 号和 3 号锚杆大,说明锚杆距群锚基础形心越远,所受内力越大。设计时可根据具体工程情况,采用群锚基础中离中心最远处锚杆的规格。

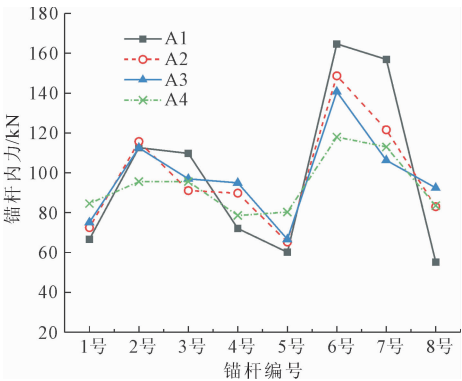


图 7 模型 A1—A4 锚杆内力

3.2 锚筋长度的影响

模型 A、B 和 C 系列中,受力最大的 6 号锚杆的内力计算结果见图 8。

由图 8 可知,锚筋长度相同时,随着锚杆间距的增大,锚杆内力呈逐渐变小的趋势;锚杆间距相同时,锚筋长度对内力的变化影响较小。因此,可以间接说明对于工程中常用的锚筋长度(3 000 mm、3 500 mm 和 4 000 mm),上拔荷载作用下新型群锚基础锚杆内力与锚筋长度之间影响较小。

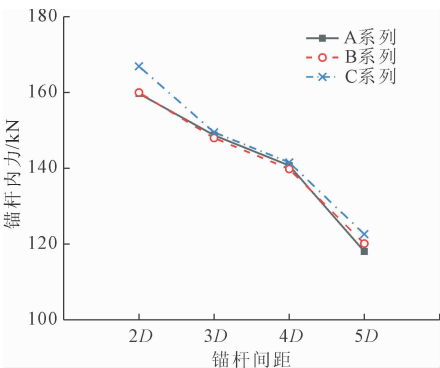


图 8 模型 A、B、C 系列中 6 号锚杆内力

3.3 锚筋直径的影响

改变锚筋直径分别为 32 mm 与 40 mm;改变锚杆间距,分别为 2D、3D、4D 与 5D,建立模型 D 和 E 系列。

锚杆间距为 5D 时,各锚杆内力分布见图 9。由图 9 可知,2 号、3 号、6 号和 7 号锚杆内力大于 1 号、4 号、5 号和 8 号锚杆的内力。在满足锚杆抗拔承载力的前提下,相同编号的锚杆直径对其内力的影响较小。分析原因为:锚杆距群锚中心的距离不

变,外荷载对各个锚杆产生的弯矩不变,即锚杆顶部所受内力不随锚杆直径变化。

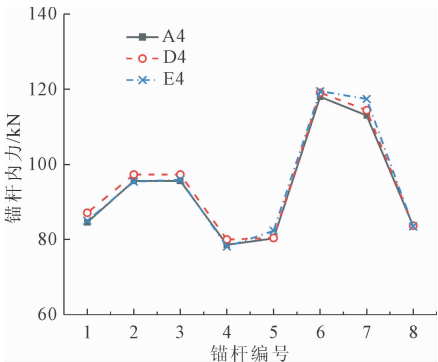


图9 锚杆间距为5*D*时各锚杆内力分布

4 规范理论公式计算对比分析

将新型群锚组合基础在上拔荷载作用下锚杆内力的数值计算结果与规范公式计算结果进行对比分析,以评估规范计算公式对该新型群锚基础中锚杆所受的内力计算的适用性。

4.1 规范计算公式

依据《架空输电线路锚杆基础设计规程》^[15](DL/T 5544—2018)第4.3.1条,群锚基础中单根锚杆所承受的上拔力,计算公式为:

$$T_{ik} = \frac{T_k - G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i^2} \pm \frac{M_{yk} X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (1)$$

式中: T_{ik} 为荷载效应标准组合下,锚杆基础中第*i*根锚杆上拔力,kN; T_k 为荷载效应标准组合下,群锚基础上拔力,kN; G_k 为基础及上覆土自重,取钢骨架自重,kN; n 为锚杆数量; M_{xk} 、 M_{yk} 为荷载效应标准组合下,作用于承台底面绕群锚形心*X*轴和*Y*轴的力矩,kN·m; X_i 、 Y_i 为锚杆*i*至通过群锚形心*Y*轴和*X*轴的距离,m。

4.2 数值计算结果与公式计算结果对比分析

将群锚基础所受荷载代入式(1)计算新型群锚基础中单根锚杆的内力。提取有限元模型中每根锚筋顶部的内力。根据上述分析,6号和7号锚杆内力较大,因此将6和7号锚杆的数值计算结果与规范计算结果进行对比,见图10。将1号、2号、3号、4号、5号和8号锚杆的数值计算结果与规范公式计算结果进行对比分析,见图11。

由图10可知,距群锚中心较远的6和7号锚杆的规范公式计算结果与数值计算结果相差均在20%以内;有72.5%的锚杆内力相差在10%以内,

规范公式计算结果较数值结果大。可直接采用式(1)计算新型群锚基础中6、7号锚杆的内力。

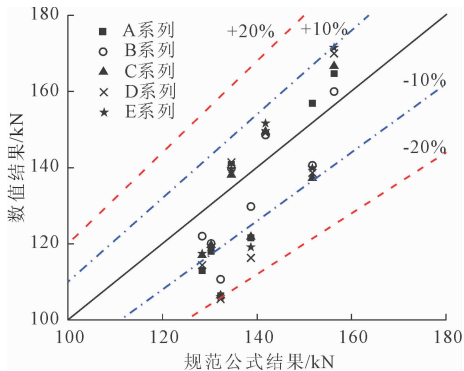


图10 6和7号锚杆的规范计算结果与数值计算结果对比

由图11可知,有25%锚杆总数的数值结果与规范公式结果相差在10%以内,25%的相差在10%到20%之间,50%的相差大于20%。原因是2号、3号锚杆距群锚中心较近,锚杆之间的影响较大,不能完全发挥锚杆的性能;其余4根锚杆中,荷载不能完全传递到锚杆上,原因可能是水平荷载作用下钢骨架与岩体存在局部接触,使得规范公式计算结果较数值结果大。

对式(1)进行修正,修改后新型群锚基础中锚杆所承受的上拔力计算公式为:

$$F_{ik} = \alpha \left(\frac{T_k - G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i^2} \pm \frac{M_{yk} X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \right) \quad (2)$$

式中: F_{ik} 为新型群锚基础中第*i*根锚杆上拔力; α 为修正系数。

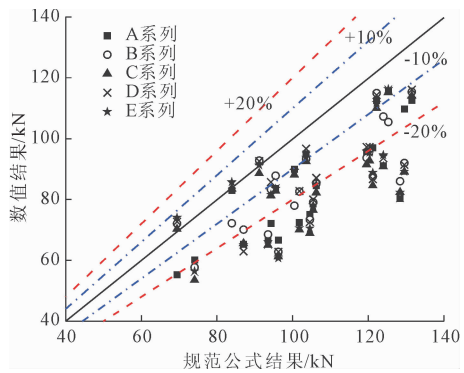


图11 1号—5号、8号锚杆的规范计算结果与数值计算结果对比

修正系数 α 对锚杆上拔力的影响见图12。由图12的全部工况计算结果分析可知, α 取0.6~0.9时,未修正规范公式计算结果与数值计算结果相差大于20%的锚杆分别占锚杆总数的75%、40%、

11.7%与20.8%,当 $\alpha=0.8$ 时计算结果相差最小,为11.7%,则 α 的最佳取值为0.8。

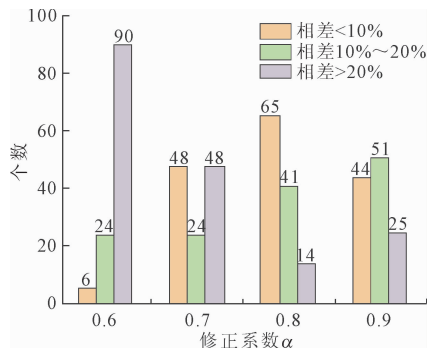


图 12 修正系数 α 的影响

将 1 号—5 号、8 号锚杆的数值结果与式(2)计算的各锚杆的内力进行比较,见图 13。由图 13 可知,当 α 取 0.8 时,有 54.2% 锚杆总数的数值结果与规范公式结果的相差在 10% 以内,34.2% 的相差在 10% 到 20% 之间,11.7% 的相差大于 20%。相差小于 20% 的占 88.3%,因此式(2)可用于计算新型群锚基础中 1 号—5 号、8 号锚杆的上拔力。

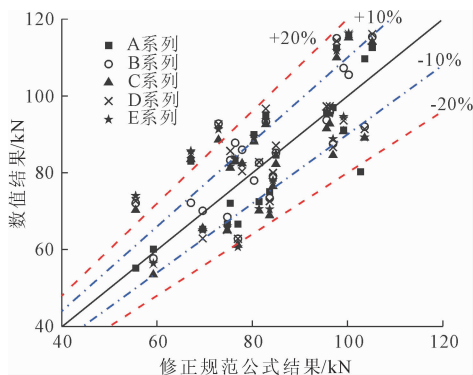


图 13 1 号—5 号、8 号锚杆修正规范公式结果与数值结果对比

5 结 论

为解决传统岩石群锚基础材料耗量大、运输不便的问题,提出了一种新型装配式输电线路岩石群锚基础。通过数值方法计算新型群锚基础中锚杆的内力,详细研究了上拔荷载下锚杆间距、锚筋长度与锚筋直径对新型群锚基础锚杆内力的影响,将数值计算结果与现有规范公式计算结果进行对比分析。结论如下:

(1)在设计上拔荷载作用下,经合理设计的模型中的锚筋处于弹性阶段,灌浆料与岩体的应变较小。

(2)锚杆内力在钢骨架连接处最大,随深度增加逐渐减小;锚杆距群锚基础形心越远,其内力越

大;锚筋长度相同时,随着锚杆间距的增大,锚杆内力呈逐渐变小的趋势,而锚筋长度及直径对内力的变化影响较小。

(3)将规范计算结果与数值计算结果对比,处于与水平荷载方向相反且与群锚中心相距最远的锚杆相差均在 20% 以内,可直接采用传统规范公式计算新型群锚基础中锚杆内力。对其余锚杆,将规范公式进行修正,最佳修正系数为 0.8 时,锚杆总数的 88.3% 相差在 20% 以内。

参考文献:

- [1] 郑卫锋,张天光,陈大斌,等. 我国输电线路基础工程现状与研究新进展[J]. 水利与建筑工程学报,2020,18(2):169-175.
- [2] 程永锋,赵江涛,鲁先龙,等. 特高压直流输电线路岩石锚杆群锚基础试验[J]. 中国电力,2014,47(12):55-60.
- [3] 鲁先龙,杨文智,郑卫锋,等. 锚杆间距对岩石群锚基础抗拔力影响的试验研究[J]. 工业建筑,2018,48(4):84-88.
- [4] 张 昕,乐金朝,刘汉东. 砂土中群锚锚周土体变形特性模型试验研究[J]. 岩土力学,2016,37(S1):240-248.
- [5] Sahoo P J, Kumar J. Horizontal pullout resistance for a group of two vertical plate anchors in clays[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2012, 30(5):1279-1287.
- [6] Memar M, Zomorodian S M A, Vakili A H. Effect of pile cross section shape on pile group behavior under lateral loading in sand[J]. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 2019,20(5):1-43.
- [7] 陈 军,梁文鹏,应宏伟. 大直径水泥土锚索合理间距的试验与数值研究[J]. 岩土力学,2018,39(S2):374-380.
- [8] Mokhbi H, Mellas M, Mabrouki A, et al. Three-dimensional numerical and analytical study of horizontal group of square anchor plates in sand[J]. Acta Geotechnica: An International journal for Geoengineering, 2018, 13(1):159-174.
- [9] Kim S, Choo Y W, Kim J H, et al. Pullout resistance of group suction anchors in parallel array installed in silty sand subjected to horizontal loading-centrifuge and numerical modeling[J]. Ocean Engineering, 2015,107:85-96.
- [10] 刘 伟,董天文. 岩石群锚杆基础界限间距与群锚效率估算方法[J]. 地下空间与工程学报,2020,16(1):194-200.

(下转第 206 页)

控制土层粉质黏土层的最小冻结壁厚度为 1.79 m~2.38 m,冻结壁平均温度 $-12.13^{\circ}\text{C}\sim -20.3^{\circ}\text{C}$,满足设计要求;其中入土最深的联络通道中间位置最终冻结温度相对较低,入土最浅的最终冻结温度相对稍高,整体基本满足设计冻结温度要求。

(4) 根据现场位移场监测数据,四个监测断面的位移收敛值均相对较小,最大位移收敛值不超过 4 mm,整体表明冻结法施工过程中冻胀力对隧道的影响较小,冻结前期隧道管片位移收敛值很小,而在积极冻结中期管片位置收敛稍有增加;在积极冻结后期,联络通道两端门处位移收敛值又趋于稳定,说明冻土开挖前卸压孔对释放土体冻结开挖后保持积极冻结产生的冻胀力不显著。

参考文献:

- [1] 郑立夫.城市轨道交通联络通道冻结壁厚度优选方法及工程应用研究[D].北京:北京科技大学,2021.
- [2] 毛良根.任意冻结管分布下冻土温度场计算方法研究[D].上海:同济大学,2007:25-31.
- [3] Yan G P, Ke J M, Wang J G, et al. Numerical simulation of frost heave with coupled water freezing, temperature and stress fields in tunnel excavation[J]. Computers and Geotechnics, 2006,33:6-7.
- [4] 覃伟,杨平,金明,等.地铁超长联络通道人工冻结法应用与实测研究[J].地下空间与工程学报,2010,6(5):1065-1071.
- [5] 孙立强,任宇晓,闫澍旺,等.人工冻土冻结过程中热-力耦合的数值模拟方法研究[J].岩土工程学报,2015,37(S2):137-142.
- [6] 王书磊,丁国胜,吴强.复杂工况下超长联络通道冻

结法设计与施工[J].地下空间与工程学报,2021,17(6):1894-1905.

- [7] 朱泽萱,刘红伟,吴永哲,等.60 m 级超长联络通道冻结法设计施工技术——以福州地铁 2 号线紫阳站-五里亭站区间联络通道工程为例[J].隧道建设(中英文),2022,42(6):1053-1060.
- [8] 李飞,王长虹,张海东,等.地下水流动影响下含盐饱和粉砂地层中联络通道冻结温度场的特征分析[J].上海大学学报(自然科学版),2023,29(6):1090-1103.
- [9] 高崇.低液限黏土冻结热物理参数及热传导模型试验研究[J].建筑科学与工程学报,2023,40(6):181-190.
- [10] 陈冠任,李栋伟,陈军浩,等.富水地层地铁超长联络通道冻结位移场演化规律研究[J].铁道科学与工程学报,2023,20(8):3000-3013.
- [11] 沙立中,叶万军,赵兵,等.考虑 THM 耦合效应的富水砂层冻结效果评价[J/OL].太原理工大学学报:1-15. [2023-10-24] <https://link.cnki.net/urlid/14.1220.N.20231023.1432.002>.
- [12] 韩晓明,何源,张飞雷.富水粉细砂层大直径盾构隧道联络通道施工关键技术研究——以孟加拉卡纳普里河底隧道为例[J].现代隧道技术,2023,60(3):227-235.
- [13] 土工试验方法标准:GB/T 50123—1999[S].北京:中国计划出版社,1999.
- [14] 人工冻土物理力学性能试验:MT/T 593.1—2011[S].北京:煤炭工业出版社,2011.
- [15] 冻土工程地质勘察规范:GB 50324—2014[S].北京:中国计划出版社,2014.

(上接第 170 页)

- [11] 梁月英.土层扩孔压力型锚杆的锚固机理研究[D].北京:中国铁道科学研究院,2012.
- [12] 王成华,安建国.含扩径桩的群桩基础竖向承载性状数值分析[J].岩土力学,2011,32(S2):580-585.
- [13] 李欣.上拔-水平作用下输电铁塔锚索承台基础受力变形特性[D].杭州:浙江大学,2022.
- [14] 王新平,王瑞成,聂少锋,等.微型钢管桩-锚杆新型组合基础承载特性研究[J/OL].建筑科学与工程学报,[2024-02-14]:1-10. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/61.1442.TU.20231128.1127.004.html>.
- [15] 架空输电线路锚杆基础设计规程:DL/T 5544—2018[S].北京:中国计划出版社,2018.
- [16] 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2018.
- [17] Lubliner J, Oliver J, Oller S, et al. A plastic-damage model for concrete[J]. International Journal of Solids & Structures, 1989,25(3):299-326.
- [18] 《工程地质手册》编委会.工程地质手册[M].4版.北京:中国建筑工业出版社,2018.
- [19] 宋壁丞.风力发电机岩石锚杆基础受力状态分析与监测[D].沈阳:沈阳建筑大学,2014.
- [20] 国家电网公司.国家电网公司输变电工程通用设计[M].北京:中国电力出版社,2011.