

戈壁碎石土地基原状土掏挖基础抗拔试验研究

鲁先龙^{1,2}, 乾增珍², 童瑞铭¹, 郑卫锋¹

(1. 中国电力科学研究院 输变电工程研究所, 北京 100192; 2. 中国地质大学(北京) 工程技术学院, 北京 100083)

摘要:在甘肃和新疆的 7 个试验场地完成了 40 个戈壁碎石土地基原状土扩底掏挖基础抗拔试验, 得到了基础抗拔荷载-位移特性。结果表明, 上拔荷载作用下, 戈壁碎石土地基掏挖基础具有良好的抗拔承载性能, 荷载-位移曲线呈大致相同变化规律, 可分为扩大端土体被压密的弹性阶段、土体剪切变形至塑性区贯通的弹塑性阶段、滑动面形成至破坏的 3 个特征阶段。根据基础荷载-位移曲线, 采用双切线交法确定了试验基础极限上拔承载力。基于土体滑移线场理论和 Mohr-Coulomb 强度准则, 引入抗拔土体圆弧滑动面假设, 推导了戈壁掏挖扩底基础的抗拔承载力理论计算公式, 并将试验结果与理论计算结果进行了对比分析。

关键词:戈壁; 碎石土; 掏挖扩底基础; 抗拔; 输电线路

中图分类号: TU411 文献标志码: A 文章编号: 1674-4764(2012)04-0024-07

Field Test Analysis on Belled Pier Foundations under Tensile Load in Gravel Gobi

LU Xianlong^{1,2}, QIAN Zengzhen², TONG Ruiming¹, ZHENG Weifeng¹

(1. Transmission and Transformation Engineering Research Department, China Electric Power Research Institute, Beijing 100192, P. R. China; 2. School of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083, P. R. China)

Abstract: Forty full-scale field tests were conducted on belled pier foundations at seven gravel Gobi sites in Gansu province and Xinjiang Uygur Autonomous Region in China. The uplift load-displacement response of belled pier foundations in gravel Gobi almost followed the same pattern and presented three-phase behaviors. Under tensile load, the onset of the curve usually started from the elastic linear part resulting from the compression and compaction of gravel Gobi above the enlarged base. And consequently, with the occurrence and further development of a plastic zone around the foundation, the uplift load-displacement curve turned into an elasto-plastic stage. Finally, the formation of whole rupture surface brought to the entire shearing damage of Gobi soil. The ultimate uplift bearing capacities were obtained by using the slope-tangent method for all test foundations. Based on the theory of limiting equilibrium, the Mohr-Coulomb yielding criterion and slip-line field method, the circle arc rupture surface boundary condition was introduced. And the theoretical calculation equation to determine the ultimate uplift bearing capacity of the belled pier foundation in gravel Gobi was obtained. The theoretical results were compared with those of the tests and they turned out in good agreement.

Key words: Gobi; gravel soil; belled pier foundation; uplift; transmission line

戈壁是粗砂、砾石覆盖在硬土层上的荒漠地形, 在中国西北地区广泛分布。随着电网建设的发展, 越来越多的输电线路需经过戈壁滩地区。杆塔基础作为输电线路的重要组成部分, 其造价、工期和劳动

消耗量在整个工程中占很大比重。杆塔基础具有明显的行业特点^[1], 通常情况下, 抗上拔能力是其设计控制条件, 选择合适的方案可有效降低工程造价, 提高环境保护水平。

收稿日期: 2011-10-26

基金项目: 国家电网公司科技项目(SGKJ[2007]1027、B11-08-057)

作者简介: 鲁先龙(1972-), 男, 博士生, 高级工程师, 主要从事电力工程地基基础研究, (E-mail) luxianlong@163.com。

戈壁碎石土地基一般以圆砾、角砾、卵石等碎石为主,并常有砂类及黄土类堆积填充,或呈交互层状及透镜体产出,土质盐份含量大、粒间胶结效应明显、咬合作用强烈,天然状态下具有较好的力学性质^[2]。但中国过去戈壁地区的输电线路杆塔基础多采用钢筋混凝土柔性板式基础,这类基础因通过开挖回填方法施工,未能充分利用原状戈壁碎石土地基良好的承载性能,既增加了材料消耗量,也不利于环境保护。随着输电电压等级的提高,杆塔基础所承受的荷载越来越大,采用这类基础则需要更大的基础截面尺寸和埋深,经济性和环境保护都难以满足建设需求。鉴于此,原状土戈壁地基掏挖扩底基础已在该地区输电线路工程中日益得到推广应用^[3-4]。掏挖基础是以混凝土和钢筋骨架灌注于以机械或人工掏挖形成的土胎内的基础,它以天然原状戈壁地基作为抗拔土体以保持基础上拔稳定,其充分发挥了地基承载性能,具有良好的抗拔承载性能。国内外通过模型试验、现场真型试验^[5-17]等方法研究了掏挖基础的承载性能,并给出了其极限抗拔承载力的计算方法,但对戈壁地基掏挖扩底基础抗拔承载特性和计算理论都还缺乏系统研究。笔者通过甘肃、新疆2地区7个场地共40个戈壁掏挖扩底基础的抗拔承载力试验,得到了其抗拔荷载位移特性,提出了戈壁掏挖扩底基础抗拔极限承载力计算方法,并与试验结果进行对比。

1 试验场地概况

试验分别在甘肃和新疆7个场地完成,其中甘肃地区4个、新疆地区3个。试验场地为单一卵石地层,稍一中密,粒径主要为2~20 cm,典型土体颗粒级配曲线见图1,级配一般。试验前,进行了场地探坑开挖,通过灌水法测定地基土体天然容重,通过分层现场直剪试验测定场地土体抗剪性能。各试验场地分布及其土体的天然容重(γ_s)、黏聚强度(c)和内摩擦角(φ)的试验结果如表1^[18]。

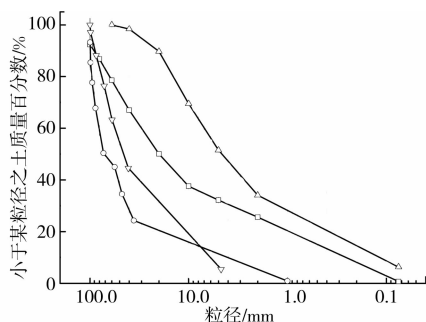


图1 试验场地戈壁土地基颗粒级配曲线

2 试验方案

在7个试验场地共设计了40个掏挖基础,其结构型式如图2,各试验场地试验基础抗拔埋深 h_t 、扩底直径 D 和立柱直径 d 分别如表2所示。根据基础 h_t/D 不同,上拔荷载作用下基础的破坏模式分为浅基础和深基础2种情况^[14-15]。图1中基础极限抗拔承载力随深度变化曲线在埋深 $h_t = h_c$ 时出现不连续点, h_c 通常称为基础临界埋深,是划分浅基础和深基础的临界埋置深度。当 $h_t \leq h_c$ 时为浅基础,上拔荷载作用下,浅基础抗拔土体的直线型或曲线型滑动面将一直延伸到地表,基础抗拔极限承载力 T_u 随埋深 h_t 的增加而增加。而当 $h_t > h_c$ 时为深基础,上拔荷载作用下,临界埋深 h_c 以上抗拔土体呈直线型或曲线型滑动面,并一直延伸到地面,而在临界埋深 h_c 以下的 $(h_t - h_c)$ 段,抗拔土体呈柱状滑动面。当基础埋深 $h_t > h_c$ 时,基础抗拔承载力随深度增加的速率明显小于 $h_t < h_c$ 阶段。大量研究成果表明,基础抗拔临界埋深 $h_c = (3 \sim 4)D$ ^[19]。表2中试验基础 h_t/D 变化范围为1.40~3.78。因此,掏挖扩底基础的破坏模式均可按浅基础考虑。

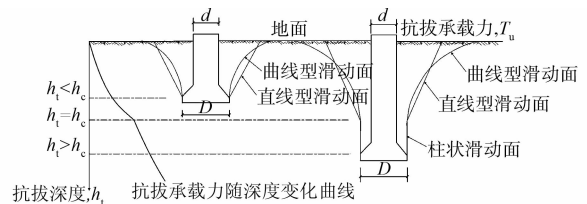


图2 掏挖扩底基础结构和破坏模式

试验采用慢速维持荷载法^[20]。试验前,以基础预估极限荷载值的1/10为增量进行荷载分级,确定每一级的荷载增量,试验第1次加载量为分级荷载增量的2倍,以后按分级荷载增量逐级等量加载,并自动加载、补载与恒载。试验过程中,通过测试基础柱顶位移,得到基础试验过程中的荷载-位移曲线,以研究其抗拔承载性能。

3 试验结果与分析

3.1 基础荷载-位移曲线特征及抗拔承载机理

试验过程中,戈壁掏挖扩底基础的上拔荷载-位移曲线呈现出大致相同的变化规律,图3给出了4个典型基础荷载-位移变化曲线。

图3所示的试验基础荷载-位移曲线的起始段为直线,变形速率慢,土体力学性质呈弹性变形体性状;中间段为曲线,是过渡段,表明土中局部出现塑

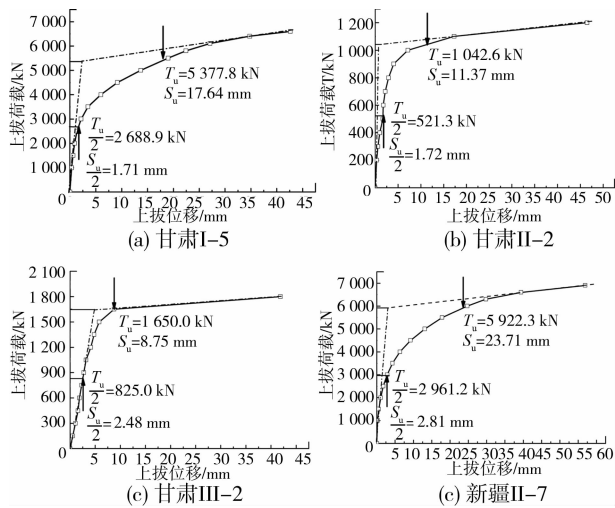


图 3 基础上拔荷载位移代表性曲线

性区,土体处于弹塑性状态;终段为陡降段,变形急剧增加,戈壁地基土体发生整体剪切破坏。据此将上拔荷载作用下的戈壁碎石土掏挖扩底基础的荷载位移曲线分为如图 4 所示的 3 个特征阶段,其承载机理和破坏过程如图 5 所示。

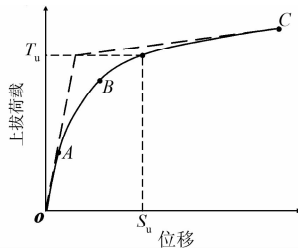
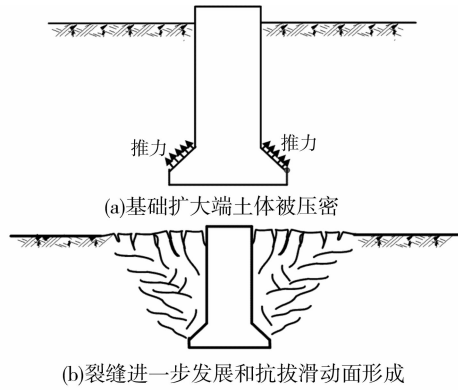


图 4 戈壁地基掏挖基础抗拔荷载位移曲线特征阶段

1) 土体压密的弹性阶段(曲线 OA 段)

如图 5(a)所示,在初始加载阶段(约为极限荷载

20%(30%),上拔荷载由主要由基础自重和立柱段侧摩阻力承担,扩大端承担的荷载很小。随着上拔荷载继续增大,基础立柱段摩阻力逐渐下移,扩大端开始承载,基础底板上部土体被压密,基础上拔位移主要以土体压缩变形为主,荷载位移曲线呈线性变化。



(c)基础破坏时地表裂缝

图 5 上拔荷载作用下戈壁碎石土掏挖扩底基础承载破坏过程

2) 土体剪切变形的弹塑性阶段(曲线 AB 段)

随着荷载的不断增加,基础上拔位移随荷载呈非线性变化,位移速率明显增大,基础周围土体应力由弹性状态转为塑性状态,并发生剪切变形,土体塑性区开始出现并逐渐扩展,基础上拔位移由土体压缩变形和剪切变形组成,如图 5(b)所示。

表 1 试验地点戈壁地基物理力学性质

试验场地地点	场地编号	天然容重 $\gamma_s / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	黏聚强度 c		内摩擦角 φ	
			均值 μ_c / kPa	变异系数 δ_c	均值 $\mu_\varphi / (^\circ)$	变异系数 δ_φ
甘肃地区	张掖市高台县 I	19.5~20.5	10.5	0.120	41.4	0.003
	张掖市山丹县 II	20.4~21.6	23.0	0.319	43.3	0.079
	金昌市金川区 III	20.2~22.4	14.7	0.158	44.2	0.207
	酒泉市 750 变电站 IV	19.0~21.0	19.0	—	40.0	—
新疆地区	达坂城区盐湖附近 I	17.2~18.5	15.6	0.332	42.1	0.219
	达坂城区二十里店 II	20.3~22.3	16.5	0.121	43.6	0.096
	乌鲁木齐野生动物园附近 III	20.1~22.0	20.1	0.305	40.6	0.253

表2 基础尺寸及其抗拔试验结果分析

试验场地	基础编号	试验基础结构参数				试验值 $T_{\text{test}}^{\text{est}}/\text{kN}$	理论值 $T_{\text{val}}^{\text{al}}/\text{kN}$	
		h_t/m	D/m	d/m	h_t/D			
甘肃地区	I-1	1.52	1.01	0.80	1.50	442.9	212.1	
	I-2	2.46	1.64	1.20	1.50	1 287.9	785.2	
	I-3	3.44	2.29	1.60	1.50	2 787.9	2 010.4	
	I-4	3.53	1.41	1.20	2.50	2 235.4	1 296.0	
	I-5	5.09	2.04	1.60	2.50	5 377.8	3 642.2	
	I-6	3.73	1.49	0.80	2.50	2 021.3	1 505.6	
	I-7	6.34	1.81	1.60	3.50	6 233.4	5 292.7	
	I-8	4.33	1.24	0.80	3.49	3 425.1	1 786.6	
	I-9	6.62	1.89	1.20	3.50	5 103.4	5 973.5	
	II-1	1.52	1.01	0.80	1.50	345.8	297.7	
	II-2	2.46	1.64	1.20	1.50	1 042.6	1 022.2	
	II-3	3.44	2.29	1.60	1.50	3 591.4	2 502.2	
	II-4	3.53	1.41	1.20	2.50	2 254.9	1 652.8	
	II-6	3.73	1.49	1.60	2.50	2 678.2	6 362.4	
	II-7	6.34	1.81	0.80	3.50	7 132.0	1 910.8	
	II-8	4.33	1.24	0.80	3.49	3 109.6	2 260.0	
	III-1	1.52	1.01	0.80	1.50	555.0	246.1	
	III-2	2.46	1.64	1.20	1.50	1 650.0	892.9	
	III-3	3.44	2.29	1.60	1.50	4 471.2	2 260.6	
	III-4	3.53	1.41	1.20	2.50	3 103.9	1 469.1	
	III-5	5.09	2.04	1.60	2.50	5 882.5	4 083.4	
	III-6	3.73	1.49	0.80	2.50	3 135.7	1 708.3	
	IV-1	1.85	1.20	0.80	1.54	598.5	431.5	
	IV-2	2.40	1.23	0.84	1.95	1 131.7	669.4	
	IV-3	3.35	1.20	0.80	2.79	1 930.9	1 201.1	
	IV-5	3.00	1.40	1.05	2.14	1 829.8	1 106.8	
	IV-8	4.55	1.60	1.05	2.84	4 377.8	2 695.1	
	IV-12	3.88	1.80	1.25	2.16	3 278.2	2 190.5	
	IV-13	4.60	1.85	1.30	2.49	4 233.7	3 080.8	
	新疆地区	I-1	2.30	1.64	1.00	1.40	669.6	916.0
		I-6	4.73	1.36	0.80	3.48	1 705.5	2 817.0
		II-1	1.66	1.10	0.80	1.51	753.5	384.6
II-2		2.30	1.53	1.00	1.50	868.6	876.0	
II-3		3.27	2.30	1.20	1.42	2 377.3	2 344.9	
II-4		3.26	1.34	1.00	2.43	1 848.2	1 389.9	
II-5		4.12	1.65	1.20	2.50	3 037.8	2 530.1	
II-6		4.54	1.20	0.80	3.78	3 050.1	2 482.3	
II-7		5.32	1.50	1.20	3.55	5 922.3	3 953.3	
II-8		4.77	1.35	0.80	3.53	4 167.4	2 947.6	
III-3	3.48	1.74	1.20	2.00	1 797.5	2 033.0		

3)塑性区贯通、滑动面形成的破坏阶段(曲线BC段)

随上拔荷载的持续增加,土体剪切变形不断加

大,荷载位移曲线出现陡降,地表出现微裂缝。当荷载接近或达到极限荷载时,地基裂缝迅速开展并贯通,形成较为完成的滑动面并延伸至地面,地表产生环

状和放射状裂缝,地基整体剪切破坏,如图 5(c)所示。

根据荷载位移曲线变化的 3 个特征阶段及图 4 所示的承载破坏过程,可将戈壁碎石土掏挖扩底基础抗拔承载机理概括为:“扩大端土体压缩挤密-基础周围土体塑性区出现和发展-土体整体剪切破坏”的渐进破坏过程。

3.2 基础抗拔承载力确定

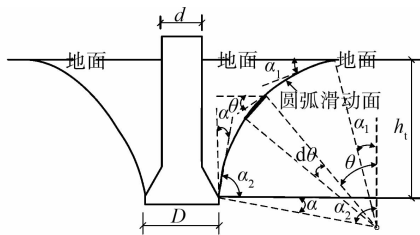
根据 CEI/IEC1773^[20],由荷载位移曲线确定基础极限承载力方法有:双切线法、对数法、抛物线法、双曲线法等。根据戈壁碎石土地基掏挖基础荷载位移曲线特征,本文选用双切线法确定的基础上拔极限承载力,即定义过图 4 中 OA 段 O 点的切线、BC 段 C 点的切线之交点所对应的荷载和位移分别为基础上拔极限承载力 T_u 和上拔极限位移 S_u 。根据每一个试验基础的荷载位移曲线确定基础的极限上拔承载力如表 2 所示。

4 基础上拔极限承载力计算

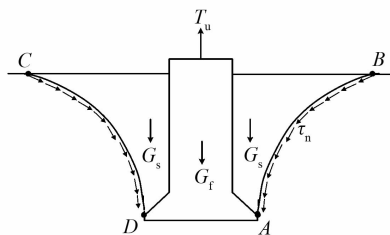
4.1 抗拔土体滑动面假设和抗拔极限承载力计算

如图 1 所示,对抗拔土体滑动破裂面假设主要有直线型和曲线型 2 类^[7,9-11]。直线型滑动破裂面又分为直柱面、倒拔锥体破裂面等,曲线型滑动面主要有圆弧型、对数螺旋线型、抛物线型等。

根据基础抗拔机理和现场土体破坏范围的量测结果,笔者应用如图 6 所示的戈壁地基掏挖扩底基础抗拔承载力计算模型^[14-17]。



(a) 抗拔土体圆弧型滑动面模型



(b) 极限状态时抗拔基础受力

图 6 戈壁地基掏挖扩底基础抗拔计算模型

图 6(a) 中圆弧形为一向外弯曲且半径 r 随 h_t/D 增大而减小的圆弧曲面,由下列参数确定:

$$\left. \begin{aligned} r &= \frac{h_t}{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin\alpha} \\ \alpha &= (\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) (\frac{D}{2h_t})^n \\ \alpha_1 &= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \\ \alpha_2 &= \frac{\pi}{2} - \alpha \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: r 为圆弧曲面半径, α 表示半径 r 随 h_t/D 而变化的特征, n 为随土体的物理特性而异的参数,为建立计算公式时简化起见,取 $n=2$; α_1 为圆弧曲面在水平地面处与水平面夹角; α_2 为圆弧曲面在底板处与水平面夹角。

如图 6(b) 所示,在极限承载力状态下,戈壁碎石土地基掏挖扩底基础上拔极限承载力由 3 部分组成,如式(2)所示:

$$T_u = G_f + G_s + T_v = \gamma_f V_f + \gamma_s (V - V_f) + T_v \quad (2)$$

式中: G_f 为基础混凝土自重,由混凝土容重 γ_f 和混凝土体积 V_f 确定; G_s 为土体滑动面 ABCD 所包含的抗拔土体重量,由土体天然容重 γ_s 和体积 $(V - V_f)$ 确定; T_v 为滑动面上剪切阻力的垂直投影分量。

根据图 6(b) 所示的戈壁碎石土地基掏挖扩底基础抗拔计算滑动面模型,可得到滑动面 ABCD 所包含的体积 V 为:

$$V = \pi r (\frac{D^2}{4} + Dr \cos\alpha + r^2 \cos^2\alpha) [\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin\alpha] - \frac{1}{4} \pi r^2 (D + 2r \cos\alpha) (\frac{\pi}{2} - 2\alpha + \varphi - \sin 2\alpha + \cos\varphi) - \frac{1}{3} \pi r^3 \{ \sin\alpha (2 + \cos^2\alpha) - \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) [2 + \sin^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})] \} \quad (3)$$

式中各参数含义如图 6 所示。

滑动面上抗拔土体应力状态满足 Kötter 方程^[21]:

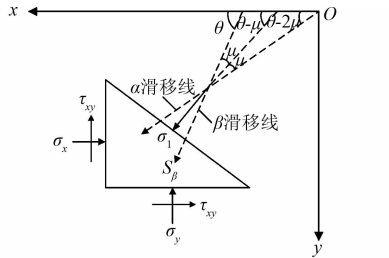
$$\frac{\partial \tau_n}{\partial \theta} + 2\tau_n \tan\varphi - r\gamma_s \sin(\theta + \varphi) = 0 \quad (4)$$

式中: θ 为圆弧滑动面上任意一点与垂直方向的夹角; τ_n 为滑动面上的剪应力。

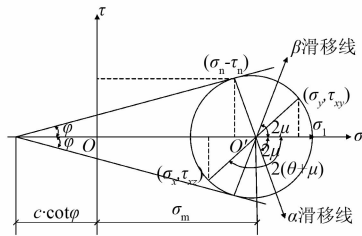
根据土体滑移线场理论和 Mohr-Coulomb 强度准则,图 6 中圆弧滑动面上意点的微单元体应力状态图如 7(a) 所示,其中 σ_x 、 σ_y 和 σ_{xy} 为微单元体相应面上的法向应力和剪应力, θ 为圆弧滑动面 (β 滑移线) 与 x 轴夹角,则 $\theta - \mu$ 和 $\theta - 2\mu$ 分别为第一主应力 σ_1 和 α 滑移线、 x 轴的夹角,且 $\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ 。根

据图 7(b)所示的极限应力 Mohr 圆,土体处于极限平衡时满足 Mohr-Coulomb 屈服准则,设 $\frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y)$, 则滑动面上的有效剪应力 τ_n 可表示为:

$$\tau_n = (\sigma_m + c \cdot \cot\varphi) \cdot \cos\varphi \cdot \sin\varphi \quad (5)$$



(a)微单元体应力



(b)极限应力 Mohr 圆

图 7 滑动面微单元体应力状态和极限应力 Mohr 圆

令: $Q = e^{2\theta \tan\varphi} \tau_n = e^{2\theta \tan\varphi} (\sigma_m + c \cdot \cot\varphi) \cdot \cos\varphi \cdot \sin\varphi$
有:

$$\frac{\partial Q}{\partial l} = \gamma \sin\varphi \sin(\theta + \varphi) e^{2\theta \tan\varphi} \quad (6)$$

式中 l 为弧长,由圆弧滑动面假设有 $\partial l = r \partial\theta$ 成立,因此有:

$$\frac{\partial Q}{\partial \theta} = \gamma r \sin\varphi \sin(\theta + \varphi) e^{2\theta \tan\varphi} \quad (7)$$

求解式(7)得到:

$$\tau_n = C_0 e^{-2\theta \tan\varphi} + \frac{\gamma r \sin\varphi}{1 + 4 \tan^2\varphi} [2 \tan\varphi \sin(\theta + \varphi) - \cos(\theta + \varphi)] \quad (8)$$

式中: C_0 为待定参数,根据地表处土体应力边界条件:

$$\tau_n \Big|_{\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}} = c(1 + \sin\varphi) \quad (9)$$

求解得到:

$$C_0 = \left\{ c(1 + \sin\varphi) - \frac{\gamma_s r \sin\varphi}{1 + 4 \tan^2\varphi} \times [2 \tan\varphi \sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})] \right\} e^{2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan\varphi} \quad (10)$$

圆弧旋转曲面上剪切阻力垂直分量 T_v 为:

$$T_v = \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} \tau_n \sin\theta \cdot 2\pi \left(\frac{D}{2} + r \cos\alpha - r \sin\theta \right) \cdot r d\theta \quad (11)$$

通过变量分离将积分计算结果化简为:

$$T_v = A_1 c h_t^2 + A_2 \gamma_s h_t^3 \quad (12)$$

式中: A_1 和 A_2 为与内摩擦角 φ 和 h_t/D 相关的无因次计算常数,由式(13)、(14)确定:

$$A_1 = 2\pi K_1 (1 + \sin\varphi) e^{2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan\varphi} \cdot \left[\frac{1}{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin\alpha} \right]^2 \quad (13)$$

$$A_2 = \frac{2\pi \sin\varphi}{1 + 4 \tan^2\varphi} \{ K_2 - K_1 \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) \} e^{2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan\varphi} \times [2 \tan\varphi \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - 1] \cdot \left[\frac{1}{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin\alpha} \right]^3 \quad (14)$$

其中:

$$K_1 = -\frac{1}{1 + 4 \tan^2\varphi} \times \left\{ \left[\frac{h_t}{2D} \left(\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin\alpha \right) + \cos\alpha \right] \times \left\{ \left[e^{-2(\frac{\pi}{2} - \alpha) \tan\varphi} (\sin\alpha + 2 \tan\varphi \cos\alpha) \right] - e^{-2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan\varphi} \left[\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) + 2 \tan\varphi \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \right] \right\} \right\} +$$

$$\frac{1}{4 \tan\varphi} \left[e^{-2(\frac{\pi}{2} - \alpha) \tan\varphi} - e^{-2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan\varphi} \right] + \frac{1}{4(1 + \tan^2\varphi)} \left[e^{-2(\frac{\pi}{2} - \alpha) \tan\varphi} (\tan\varphi \cos 2\alpha + \sin 2\alpha) + e^{-2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \tan\varphi} (\tan\varphi \sin\varphi - \cos\varphi) \right]$$

$$K_2 = \left[\frac{h_t}{2D} \left(\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin\alpha \right) + \cos\alpha \right] \times \left[\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{3\alpha}{2} + \frac{3\varphi}{4} \right) \sin\varphi - \frac{1}{2} \sin(2\alpha - \varphi) \tan\varphi + \frac{1}{2} \tan\varphi - \frac{1}{4} \cos(2\alpha - \varphi) \right] + 2 \tan\varphi \left[\frac{1}{12} \sin(3\alpha - \varphi) + \frac{1}{2} \sin(\alpha - \varphi) + \frac{1}{4} \sin(\alpha + \varphi) + \frac{1}{12} \cos(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \frac{1}{2} \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - \frac{1}{4} \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{3\varphi}{2}) \right] + \frac{1}{2} \cos(\alpha - \varphi) - \frac{1}{4} \cos(\alpha + \varphi) + \frac{1}{12} \cos(3\alpha - \varphi) - \frac{1}{2} \sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) + \frac{1}{4} \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{3\varphi}{2}) + \frac{1}{12} \sin(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

根据表 1 中试验场地戈壁地基土体参数和表 2 中基础尺寸,将式(3)、(12)等代入式(2)中,得到各试验基础抗拔极限承载力计算值,列于表 2 中。

4.2 试验值和计算值对比分析

试验值和理论计算值的对比如图 8 所示,总体趋势是试验值大于理论计算值,表明戈壁滩碎石土地基掏挖基础具有良好的抗拔性能,在工程中应用具有较好的经济和环境效益。

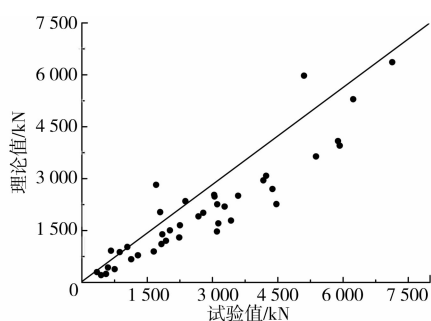


图8 试验值和理论值对比图

5 结语

1)戈壁滩碎石土地基掏挖基础具有良好的抗拔性能,上拔荷载作用下,基础荷载位移曲线表现为大致相同的变化规律,呈现为扩大端土体被压密的弹性阶段、土体剪切变形至塑性区贯通的弹塑性阶段、滑动面形成至破坏的3个特征阶段。可采用双切线法,根据基础荷载位移曲线确定基础极限上拔承载力。

2)根据土体滑移线场理论和 Mohr-Coulomb 强度准则以及抗拔土体圆弧滑动面假设,推导得到的戈壁掏挖扩底基础抗拔承载力计算公式,可以作为基础抗拔承载力计算理论值,但基础抗拔承载力理论值均小于试验值,这既表明戈壁滩碎石土地基掏挖基础具有良好的抗拔性能,也表明戈壁碎石土地基抗剪强度特性和承载力计算模式较为复杂,需要开展更加深入的研究。

参考文献:

- [1] Lu X L, Cheng Y F. Review and new development on transmission lines tower foundation in China [C]// Proceedings of CIGRE 2008 Session, Paris, August 24-29, 2008.
- [2] 安维忠,李永祥,刘生奎. 输电线路戈壁碎石土地基现场直剪试验[J]. 电力建设, 2010, 31(5): 66-69.
AN Weizhong, LI Yongxiang, LIU Shengkui. Field direct shearing tests of gobi gravel soil in northwest for 750 kV transmission line engineering [J]. Electric Power Construction, 2010, 31(5): 66-69.
- [3] 鲁先龙,郑为锋,程永锋,等. 戈壁滩输电线路碎石土地基全掏挖基础试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(11): 1779-1783.
LU Xianlong, ZHENG Weifeng, CHENG Yongfeng, et al. Experimental study on excavated foundation of transmission line gravelly soils in gobi area of Northwest China [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(11): 1779-1783.
- [4] 李永祥,张西,周吉安. 750 kV 输电线路戈壁碎石土地

基直柱掏挖基础试验[J]. 电力建设, 2010, 31(9): 22-25.

- LI Yongxiang, ZHANG Xi, ZHOU Ji'an. Testing study on excavated column foundation for towers of 750 kV transmission line in northwest gobi gravel area [J]. Electric Power Construction, 2010, 31(9): 22-25.
- [5] Kulhawy F H, Trautmann C H, Beech J F, et al. Transmission line structure foundation for uplift-compression loading, EPRI-EL-2870 [R]. California: Electric Power Research Institute, 1983.
- [6] Stas C V, Kulhawy F H. Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading, EPRI-EL-3771 [R]. California: Electric Power Research Institute, 1984.
- [7] Balla Á. The resistance to breaking out of mushroom foundation for pylons [C]//5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961.
- [8] Adams J I, Hayes D C. The uplift capacity of shallow foundations [J]. Ontario Hydro Research Quarterly, 1967, 19(1): 1-13.
- [9] Matsuo M. Study on the uplift resistance of footing (I) [J]. Soil and Foundation, 1967, VII(4): 1-37.
- [10] Matsuo M. Study on the uplift resistance of footing (II) [J]. Soil and Foundation, 1968, VIII(1): 18-48.
- [11] Meyerhof G G. The uplift capacity of foundations under oblique loads [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1973, 10(1): 64-70.
- [12] Meyerhof G G. Uplift resistance of inclined anchors and piles [C]//8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973.
- [13] Meyerhof G G, Adams J I. The ultimate uplift capacity of foundations [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1968(4): 225-244.
- [14] 鲁先龙,程永锋,张宇. 输电线路原状土基础抗拔极限承载力计算[J]. 电力建设, 2006, 27(10): 28-32.
LU Xianlong, CHENG Yongfeng, Zhang Yu. Calculation on uplift bearing capacity of undisturbed soil foundation in transmission lines [J]. Electric Power Construction, 27(10): 28-32.
- [15] 鲁先龙.《架空送电线路基础设计技术规定》中基础抗拔剪切法计算参数 A_1 和 A_2 的研究[J]. 电力建设, 2009, 30(1): 12-17.
LU Xianlong. Study on parameters A_1 and A_2 in anti-uplift shearing method in "Technical Regulations on Overhead Line Foundation Design" [J]. Electric Power Construction, 2009, 30(1): 12-17.

- 80(4):413-440.
- [7] Pinhas B Y. New variational-asymptotic formulations for interlaminar stress analysis in laminated plates [J]. *Journal of Applied Mathematics and Physics*, 1986, 37(8): 305-321.
- [8] Lee C Y. Dynamic variational asymptotic procedure for laminated composite shells: part I; low-frequency vibration analysis [J]. *Journal of Applied Mechanics*, 2009, 76(9): 110-122.
- [9] Reddy J N. *Mechanics of laminated composite plates and shells, theory and analysis* [M]. 2 ed. CRC Press, 2004.
- [10] 钟轶峰, 余文斌. 用变分渐近法进行复合材料层合板仿真及三维场重构[J]. *复合材料学报*, 2010, 27(4): 174-179.
- ZHONG Yifeng, YU Wenbin. Simulation and 3D field recovery of composite laminated plates by use of variational asymptotic method [J]. *Acta Materiae Compositae Sinica*, 2010, 27(4): 174-179.
- [11] Ren J G. Exact solutions for laminated cylindrical shells in cylindrical bending [J]. *Composite Science and Technology*, 1987, 29(3): 169-187.
- [12] Jing H S, Tzeng K G. Elasticity solution for laminated anisotropic cylindrical panels in cylindrical bending [J]. *Composite Structures*, 1995, 30(4): 307-317.
- (编辑 胡 玲)

.....

(上接第 30 页)

- [16] Lu X L, Cui Q. The bearing capacity character of enlarged base shallow foundation under uplift load [J]. *Advanced Materials Research*, 2011, 243-249: 2151-2156.
- [17] 鲁先龙, 杨文智, 童瑞铭, 等. 输电线路掏挖基础抗拔极限承载力的可靠度分析[J]. *电网与清洁能源*, 2012, 28(1): 9-15, 44.
- LU Xianlong, YANG Wenzhi, TONG Ruiming, et al. Reliability analysis on ultimate uplift bearing capacity of belled pier foundation in transmission line engineering [J]. *Power System and Clean Energy*, 2012, 28(1): 9-15, 44.
- [18] 鲁先龙, 童瑞铭, 李永祥, 等. 输电线路戈壁地基抗剪强度参数取值的试验研究[J]. *电力建设*, 2011, 32(11): 11-15.
- LU Xianlong, TONG Ruiming, LI Yongxiang, et al. Field tests on parameters of shear strength about gobi gavel soil of transmission lines [J]. *Electric Power Construction*, 2011, 32(11): 11-15.
- [19] Pacheco M P, Danziger F A B, Pinto C P. Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: an overview [J]. *Engineering Geology*, 2008, 101(3/4): 226-235.
- [20] IEC61773, *Overhead lines- testing of foundations for structures* [S]. Switzerland: International Electrotechnical Commission, 1996.
- [21] 弗洛林 B A. *土力学原理* [M]. 徐志英, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1965.
- (编辑 吕建斌)