

加筋风砂土扩展基础的抗拔试验与位移控制计算

Load-displacement behaviors for uplift of spread foundations in aeolian sand with geogrid reinforcement

刘文白^{1,2}, 周健², 苏跃宏³, 刘霖³

(1. 上海海运学院 交通运输学院, 上海 200135; 2. 同济大学 地下系, 上海 200092; 3. 内蒙古工业大学 建筑工程学院, 内蒙古 呼和浩特 010062)

摘要: 承受上拔荷载的扩展基础, 可以用上拔位移或上拔荷载作为设计控制条件。在典型沙漠地区进行调研和现场采取土样, 进行土工格栅与风砂土的摩擦特性试验, 通过室内模型试验研究了上拔荷载作用下土工格栅加筋风砂土地基扩展基础的力学性能, 包括荷载、位移、变形、破坏机理和承载能力的研究, 提出了有效的土工格栅加筋形式: 平铺一层和二层土工格栅。在上述研究基础上, 对上拔位移机理进行了分析研究, 提出了上拔位移计算模型和上拔位移控制的分析计算方法。

关键词: 加筋风砂土; 扩展基础; 抗拔试验; 上拔位移

中图分类号: TU 472

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2003)05-0562-05

作者简介: 刘文白(1955-), 男, 山东济宁人, 博士, 上海海运学院教授, 主要从事岩土工程方面的教学、研究工作。

LIU Wei-bai^{1,2}, ZHOU Jian², SU Yue-hong³, LIU Lin³

(1. Department of Traffic Transportation, Shanghai Maritime University, Shanghai 200135, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Department of Civil Engineering, Inner Mongolia Polytechnical University, Huhhot 010062, China)

Abstract: The design control conditions are uplift displacement or uplift load to spread foundation of bearing uplift load. After testing uplift bearing capacity of aeolian sand of spread foundation on 15 kinds geogrid reinforced conditions, bearing uplift load capacity, uplift displacement, stress, failure surface are studied on geogrid reinforced sand land of spread foundation. It is raised on effective reinforce ways of building geogrids, one and two layer geogrids. According to aforesaid work, uplift displacement mechanism is in research, displacement model and calculation means of uplift displacement control design is advanced.

Key words: geogrid reinforce aeolian sand; spread foundation; uplift test; uplift displacement

0 引言*

以抗倾覆为主要设计控制条件之一的通讯输电线塔路钢格构塔架结构, 其某一侧的基础要承受较大的上拔荷载作用。在上拔荷载作用下, 基础的控制指标可以是荷载控制和位移控制。扩展基础是承受上拔荷载作用常用的形式之一。对鄂尔多斯高原库布齐沙地、毛乌素沙地和阿拉善高原腾格里沙地、乌兰布和沙地进行了调研和取样, 进行了该3处风砂土的物理、力学、化学成分试验, 研究了风砂土与土工格栅的摩擦作用, 对未加筋风砂土和15种不同的土工格栅加筋条件下风砂土地基扩展基础的上拔承载性能进行了试验, 研究了应力、位移、变形、破坏机理和承载能力, 提出了土工格栅的有效铺设方式——平铺一层和二层土工格栅, 研究了加筋风砂土地基扩展基础承受上拔荷载的计算模式和理论计算公式, 以及分别由风砂土和土工格栅引起的上拔承载能力, 按计算值和实测值分项进行了分析。并对上拔位移计算模型和上拔位移控制分析计算方法进行了研究。

1 加筋风砂土扩展基础抗拔试验

经比选, 采用库布齐风砂土砂样进行室内试验和

模型试验。库布齐风砂土定名为细砂, 风砂土的矿物化学成分中大部分为 SiO_2 , 含量为77.04%, CaO 含量(2.95%)和 MgO 含量(0.99%)较低, 颗粒的磨圆度差, 抗剪强度指标 $\varphi = 32.0^\circ$, 为中压缩性土。

试验土工合成材料采用了经编土工格栅, 进行了土工格栅与风砂土的直剪摩擦试验和拉拔摩擦试验, 直剪摩擦试验测得 $c = 44.0 \text{ kPa}$, $\varphi = 15.6^\circ$; 拉拔摩擦试验 $c = 1.1 \text{ kPa}$ 和 $\phi = 21^\circ$ 。在这两种不同界面摩擦特性的试验条件下, 各级法向应力作用下剪应力峰值相对应的剪变形的量级相差较大, 相差达到近30倍以上, 反映了土与土工合成材料构成筋土复合体系的两种相互作用的形式: 一种是筋材与土的剪切位移较小时的界面摩擦, 接近于直剪摩擦; 另一种是筋材从土中被拔出, 筋材与土产生较大的相对位移, 类似于拉拔摩擦试验的结果。

室内模型试验在一模型箱中进行。模型箱尺寸为长 $0.5 \text{ m} \times$ 宽 $0.5 \text{ m} \times$ 高 0.6 m ; 模型箱土料的密实程度按天然密实度的90%控制, 模型试验采用土的容重为 14.8 kN/m^3 , 含水率4.15%, 干容重 14.2 kN/m^3 ; 扩

* 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(59968001); 上海市重点学科资助项目; 上海市教育委员会科学技术资助项目(03IK03)

收稿日期: 2002-11-05

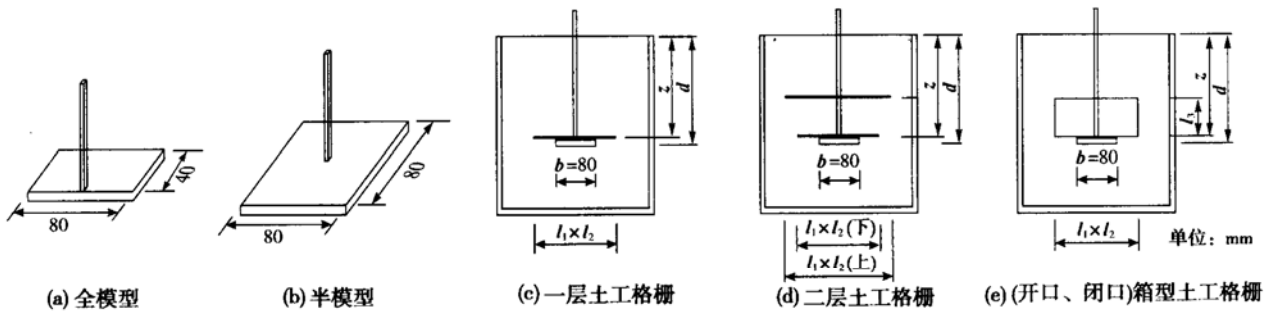


图 1 模型基础和土工格栅埋设示意

Fig. 1 Model foundations with geogrids

表 1 室内模型试验资料

Table 1 Data of model tests

试验 序号	格栅 埋设	基础 埋深 d	尺寸 $l_1 \times l_2 (\times l_3)$ l (mm $\times$ mm)	土工格栅 埋设深度	试验 次数	T_u 均值 / kN	$T_{0.5}$ / kN	D / cm	S_u / mm	$S_{0.5}$ / mm	x_1 ($S_u/S_{0.5}$)	$\lg x_1$	S_u/d	$S_{0.5}/d$
1	未加 筋	1.0b			2	0.0595		25.7						
2		1.5b			2	0.1275		29.0						
3		2.0b			1	0.1490		29.0						
4		2.5b			2	0.2700		31.0						
5		3.0b			1	0.4350								
6		4.0b			1	0.6630								
7	单层 加筋	1.0b	160 $\times$ 160	1.0b	1	0.0710	0.036	23.0	12.0	2.0	6.0	0.78	0.150	0.025
8		2.0b	160 $\times$ 160	2.0b	2	0.1670	0.084	40.0	27.0	3.5	7.7	0.89	0.169	0.022
9		1.0b	240 $\times$ 240	1.0b	2	0.0755	0.038	28.0	12.0	2.5	4.8	0.68	0.150	0.031
10		1.5b	240 $\times$ 240	1.5b	4	0.1345	0.067	33.0	14.0	3.0	4.7	0.67	0.117	0.025
11		2.0b	240 $\times$ 240	2.0b	2	0.2350	0.118	45.0	20.0	1.6	12.5	1.10	0.125	0.010
12		2.5b	240 $\times$ 240	2.5b	1	0.3560	0.178	46.5	25.0	4.3	5.8	0.76	0.125	0.022
13		3.0b	240 $\times$ 240	3.0b	2	0.5040	0.252	42.0	34.5	5.6	6.1	0.79	0.143	0.022
14		4.0b	240 $\times$ 240	4.0b	1	0.8230	0.412		32.5	9.1	6.9	0.84	0.195	0.028
15	双层 加筋	1.0b	上 240 $\times$ 240 下 160 $\times$ 160	0.5b 1.0b	2	0.0785	0.393	30.0	13.0	1.3	10.2	1.01	0.163	0.016
16		2.0b	上 240 $\times$ 240 下 160 $\times$ 160	1.0b 2.0b	2	0.256	0.128	40.5	39.8	4.8	8.3	0.92	0.249	0.030
17	闭口 箱型	1.0b	160 $\times$ 160($\times$ 40)	1.0b	1	0.0758	0.038	32.0	11.0	0.9	12.2	1.09	0.138	0.0113
18	箱型	2.0b	160 $\times$ 160($\times$ 80)	2.0b	2	0.2310	0.116	32.3	28.0	4.5	6.2	0.79	0.175	0.028
19	开口 箱型	1.0b	160 $\times$ 160($\times$ 40)	1.0b	2	0.0685	0.034	32.0	10.0	1.9	5.3	0.72	0.125	0.024
20		1.0b	160 $\times$ 160($\times$ 80)	1.0b	1	0.064	0.032		14.0	3.1	4.5	0.65	0.175	0.034
21		2.0b	160 $\times$ 160($\times$ 80)	2.0b	1	0.168	0.084		23.0	3.8	6.1	0.79	0.144	0.024

展基础模型采用全模和半模两种形式;土工格栅分为单层、双层、类似箱子的有底有盖有四壁的闭口箱型土工格栅、有四壁有底无盖的开口箱型土工格栅 4 种铺设方式;全模和半模的模型基础尺寸、土工格栅尺寸及铺设见图 1。共做了 35 次全模型(9 次半模型)试验。室内模型试验资料列于表 1。表 1 列出了不同加筋和埋深条件下的极限承载力 T_u 和极限位移 S_u ,考察了上拔荷载 $T = T_u/2 = T_{0.5}$ 时对应的位移 $S = S_{0.5}$ 。 T_u 用双切线法求得,是 $T - S$ 曲线初始阶段的切线与最终陡降段的切线的交点,相应可得极限位移 S_u 。在土体产生上拔破坏时,土体表面裂缝形态为以上拔荷载

作用点为中心的同心圆环状裂缝,有内环裂缝和外环裂缝,并伴有以荷载作用点为中心的放射状裂缝。表 1 列出了观测到的土体表面外环裂缝直径 D 。

2 位移分析和位移控制计算

2.1 上拔位移分析

在半模上拔试验中分层铺设了染色的风砂土,从染色风砂土弯曲变形的发生和发展,观测到随上拔荷载的逐渐增加,基础底板产生上拔位移而引起土中分层的位移变化和土中破裂面的发生和开展。在上拔荷载较小时,仅有靠近基础底板的染色层产生弯曲,说明

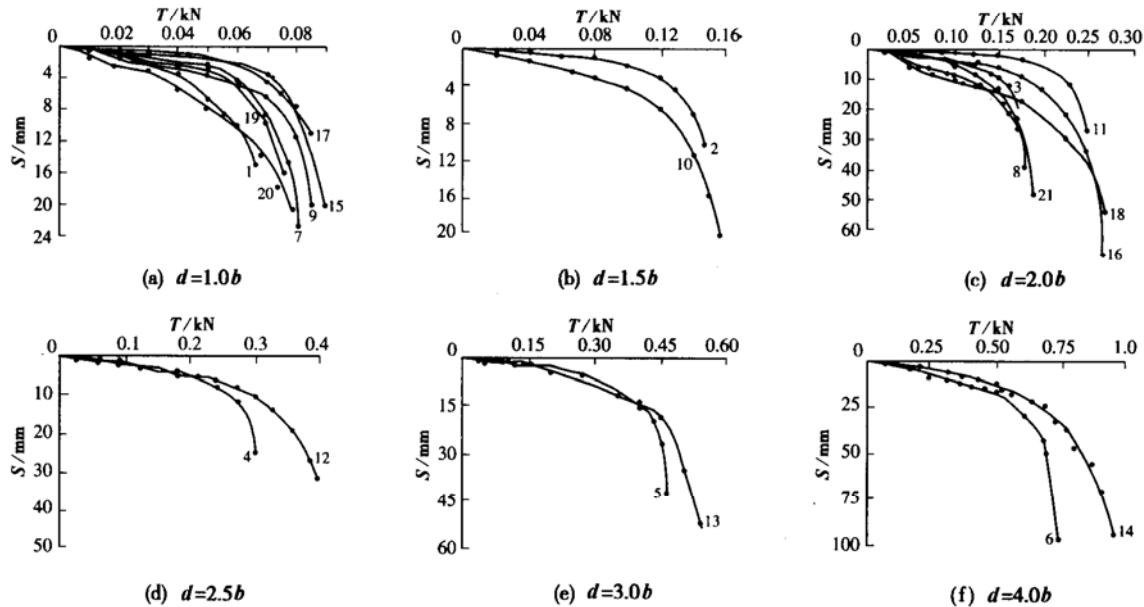


图2 上拔荷载-位移曲线(曲线旁注数字为试验序号)

Fig. 2 The curves of uplift loading-displacement (Numbers beside the curves indicate the sequence of test)

基础底板之上的小范围土体受荷载影响,随荷载增加,产生弯曲的染色层也增加,这是由于基础底板上抬位移对土体的挤压作用增强,影响范围逐渐向土表发展。在初始上拔荷载作用下,基础底板上表面部位的土层开始隆起,随荷载的增加,隆起的高度和范围增大;从第三级荷载起,基础底板下表面开始上抬脱离土体,随上抬脱离高度逐渐增加,上抬脱离宽度的范围要超出基础底板的宽度,这与土工格栅的铺设宽度和铺设方式有关。到达极限荷载时,平铺的单层土工格栅,由于土工格栅的拉拔作用,基底平面处两侧上抬脱离的范围超出基底边缘的宽度约为基础底宽的 $1/4$ 。在上拔荷载作用下,基础埋深 $d = 1.0b$ 时,土体的最终破坏体的形状为倒锥台,锥台为下方上圆,锥台底部宽度略宽于基底。当基础的埋深 $d \geq 2.0b$ 时,土中破坏体的形状在上部(接近地表处)为倒圆锥台,下部(接近基础处)为柱体。

模型基础在上拔荷载作用下的位移曲线如图2所示。图2列出了未加筋风砂土(试验序号1~6)和不同加筋条件的风砂土在不同基础埋深的抗拔试验位移曲线(试验序号7~21)。从曲线的形式可以分析出,曲线的形状是典型的,载荷的初始阶段,载荷和位移的关系是线性的,随荷载增加而位移增加较小;在末段,曲线是陡降的,表明荷载已经达到或超过极限荷载,土体、加筋土体均已发生破坏;在这两段之间的曲线过渡中段,呈曲线状,这一段的变形速率增加,是土体从直线变形关系向完全破坏的过渡。与未加筋土试验结果相比较,加筋风砂土在不同基础埋深下,曲线的初始直线段和过渡曲线段均增加,以较大幅度延伸,表明加筋

后土的承载能力和承受变形能力较未加筋风砂土均会有大幅度增加;相同加筋条件不同基础埋深的位移曲线也表明了这一点。对比相同基础埋深而加筋材料埋设方式不同的位移曲线,随埋设方式的不同和埋设材料的增加,位移曲线会有不同的响应。在 $d = 1.0b$ 和 $d = 2.0b$ 时,二层土工格栅($160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$, $240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$)、一层土工格栅($240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$)和闭口箱型土工格栅($160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$)的承载性能最好,而开口箱型土工格栅($160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$)的承载性能相比较是最差的。开口箱型土工格栅($160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$)的承载性能优于开口箱型土工格栅($160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$)的承载性能的原因是: $160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$ 的开口箱型土工格栅的侧壁高度大,到达地表的影响、土工格栅的隔离作用超过了增强作用,使土体沿土工格栅侧壁破坏直达土表面,而没有形成锥台状的回转曲面; $160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$ 的开口箱型土工格栅的侧壁高度为 40 mm ,箱底位于土表下 80 mm ,在破坏荷载下土中可以形成锥台状的破坏土体,使得载荷性能较好。影响土体的抗拔载荷能力和抗变形能力的因素有土体的抗剪能力、基础的埋深、土工格栅的几何形状和尺寸。土工格栅的设置方式不同,对加筋土的载荷能力影响较大。根据表1的试验结果,相同埋深下,平铺两层土工格栅、闭口箱型土工格栅和平铺一层土工格栅($240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$)载荷能力最高。根据试验结果和考虑现场施工的可能性、便利性,推荐基础埋深 $d = 1.0b$ 和 $d = 2.0b$ 的平铺一层($240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$)和平铺两层土工格栅($160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$, $240 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}$)作为工

程实践铺设方案。

2.2 上拔位移控制计算分析

现今的研究成果偏重于基础的极限上拔承载力,在上拔荷载作用下扩展基础的设计所要考虑的基本条件,目前能够比较充分做到的是应力控制,即上拔承载力设计值,而对上拔位移控制的研究是有限的。现代大型超高压输电线路工程上部结构对基础变位的要求愈来愈高。通过砂土地基扩展基础对上拔扩展基础在上拔荷载作用下的荷载-位移性能的试验研究,分析了砂土地基的上拔机理,提出了加筋风积砂土地基扩展基础在 $d/b \leq 2$ 条件下的普遍的荷载与位移关系曲线,可对基础的上拔位移进行控制计算。

以往极限上拔荷载 T_u 都被理解为稳定性达到破坏的极限值,而普遍忽视了位移的作用,导致工程运行不利,甚至结构破坏。因此,对基础上拔位移应有限制。以抗倾覆作为主要控制条件之一的高耸结构,其某一侧的基础可能有时会以上拔荷载作用设计控制。该基础的控制指标可为应力控制或位移控制,考虑上部结构在水平荷载作用下的倾覆作用,以位移指标控制基础的可靠度更为直接和合理。

通过对前述的加筋风砂土地基扩展基础的埋深 $d \leq 2.0b$ 条件下荷载 T 和位移 S 关系的分析和描述,以 y 为无量纲荷载, $y = T_u/T$; 以 x 为无量纲位移, $x = S_u/S$; a, b 为常数, T_u 为极限上拔荷载(kN), T 为上拔荷载(kN), S_u 为极限上拔位移(mm), S 为上拔位移(mm); $T-S$ 曲线可用下面的数学模型表达:

$$\text{指数模型} \quad y = ae^{b/x}, \quad (1)$$

$$\text{双曲线模型} \quad y = \frac{ax}{1+bx}, \quad (2)$$

$$\text{抛物线模型} \quad y = -ax + bx^{1/n}. \quad (3)$$

分析典型的荷载-位移曲线,曲线可分为直线段、曲线段和陡降段,极限上拔荷载 T_u 对应的极限上拔位移 S_u 值很大,而上拔荷载 $T = 0.5T_u = T_{0.5}$ 所对应的上拔位移 $S = S_{0.5}$ 很小, $S_{0.5}$ 仅约为 S_u 的 20%。在不同试验条件下, S_u/d 和 $S_{0.5}/d$ 的比值均较为稳定(见表 1)。

以比值 $S_u/S_{0.5}$ 作为数学模型的一个控制点解出 a, b 常数是合理的。统计表 1 中 $S_{0.5}/d, S_u/d$ 和 $\lg x_1$ 的数据分布,分别以 $S_{0.5}/d, S_u/d$ 和 $\lg x_1$ 为纵坐标, $S_{0.5}/d, S_u/d$ 和 $\lg x_1$ 的数据中小于某一数值的数据数占数据总数的百分数为横坐标,得到如图 3 所示的“相对位移的数据数的百分数”的关系。以 $S_{0.5}/d, S_u/d$ 和 $\lg x_1 = \lg(S_u/S_{0.5})$ 数据值小于某一数值的数据数的百分率等于 97% 为分别涵盖该 $S_{0.5}/d, S_u/d$ 和 $\lg x_1 = \lg(S_u/S_{0.5})$ 数据的可靠概率,从图 3 曲线得出,当可靠

概率为 97% 时, $S_{0.5}/d = 0.0339$, $S_u/d = 0.228$, 和 $x_1 = S_u/S_{0.5} = 11.75$ 。

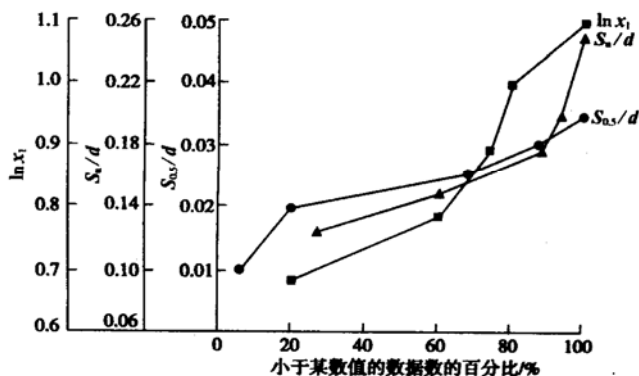


图 3 $S_{0.5}/d, S_u/d$ 和 $\lg x_1$ 的数据值小于某一数值的数据数的百分率

Fig. 3 Percentage of $S_{0.5}/d, S_u/d, \lg x_1$

确定指数模型常数 a, b : 当 $T = T_u$ 时, $S = S_u, y = 1.0, x = 1.0$; $T = 0.5T_u$ 时, $S = S_u/11.75, y = 2.0, x = 11.75$ 。 $a = 2.13, b = -0.76$, 代入式(1), 得

$$y = 2.13 \exp \left| -\frac{0.76}{x} \right|. \quad (4)$$

确定双曲线模型常数 a, b : 条件同上, 得 $a = 1.83, b = 0.83$, 代入式(2), 得

$$y = \frac{1.83x}{1 + 0.83x}. \quad (5)$$

确定抛物线模型常数 a, b : 条件同上, 得 $a = -0.015, b = 0.985$, 代入式(3), 得

$$y = 0.015x + 0.985x^{1/4}. \quad (6)$$

随机取试验序号为 7, 11, 15 和 18 的 $T/T_u - S/S_u$ 曲线与 3 种模型拟合曲线进行比较, 见图 4。双曲线模型和指数模型的陡降段下降速率快且起始点 T/T_u 值较小; 而抛物线模型曲线与试验曲线拟合较好, 可以抛物线模型控制计算加筋风砂土地基扩展基础的上拔位移。

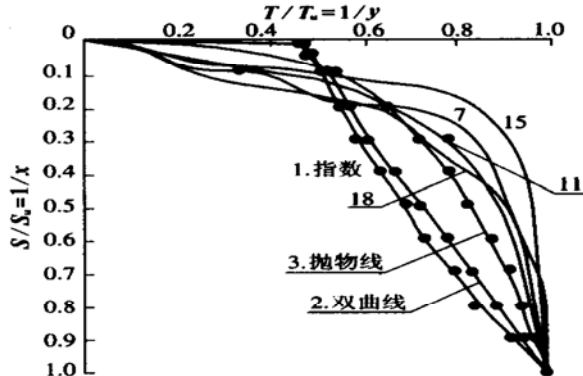


图 4 模型曲线与试验曲线

Fig. 4 The curves of model and test

抛物线模型式(6)可以解决以下两类问题: ①已知允许上拔位移 $[S]$, 求达到允许上拔位移 $[S]$ 时所能承受的上拔荷载 T ; ②已知设计荷载 T , 求设计荷载 T 的相应位移 S 。

算例: 某高压输电塔的扩展基础, 受上拔荷载作用为 240 kN, 基底尺寸为 $2\text{ m} \times 2\text{ m}$, 基础埋深为 2.0 m, 地基土为细砂, $\gamma = 16\text{ kN/m}^3$, $c = 0$, $\varphi = 32^\circ$, 地下水位位于基底以下, 该结构的允许上拔位移为 25 mm。土工格栅的埋设位置为: 第一层埋设在基础底板第一台阶上表面, $z = 1.75\text{ m}$, 平面尺寸 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$; 第二层 $z = 1.0\text{ m}$, 平面尺寸 $6\text{ m} \times 6\text{ m}$ 。

(1) 根据极限上拔承载力计算公式 $T_u = T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4}$ (该式已另文发表) 计算得 $T_u = 541.7\text{ kN}$, $1/y = T/T_u = 240/541.7 = 44.3\%$, 从图 4 中的抛物线模型曲线查出 $1/x = S/S_u = 0.0585$ 。当 S_u/d 的可靠概率为 97% 时, $S_u/d = 0.228$, $S_u = 0.399\text{ m}$, 则 $S = 0.023\text{ m} < [S] = 0.025\text{ m}$, 满足要求。

(2) 当 $S = [S] = 0.025\text{ m}$, $1/x = S/S_u = 0.0627$, 从图 4 中的抛物线模型曲线查出 $1/y = 45.3\%$, 则由 $1/y = T/T_u$ 得 $T = 0.453 \times 541.7 = 245.4\text{ kN} > 240\text{ kN}$, 满足要求。式中, T_{u1} 为 $z = h \sim d$ 圆锥台自重; T_{u2} 为圆锥台侧表面总的剪切阻力的集合在垂直方向的投影; T_{u3} 为铺设在基础底板表面的土工格栅产生的抗拔能力; T_{u4} 为铺设在地表与基础底板表面之间的土工格栅产生的抗拔能力。

3 结 语

(1) 土工格栅加筋风砂土地基扩展基础的极限上拔承载力要高于未加筋的极限上拔承载力, 土工格栅所起的作用会因其铺设方式的不同而有很大的区别, 选择合适的筋材铺设方式是十分必要的。根据试验结果和施工便利条件, 平铺一层土工格栅 ($240\text{ mm} \times 240\text{ mm}$, 位于基础底板上表面) 和平铺二层土工格栅 ($160\text{ mm} \times 160\text{ mm}$, 位于基础底板上表面; $240\text{ mm} \times$

240 mm , 位于基础底板上表面与土表之中间) 的效果是好的, 极限上拔承载力高抗变形能力强。

(2) 土工格栅加筋风砂土地基扩展基础承受上拔荷载作用下的变形机理。在上拔荷载作用下基础底板上方的土体受到压缩, 随荷载增加, 压缩区逐渐扩大而至稳定, 使土体逐渐表面隆起, 土中抗剪能力渐发挥至强度值, 土工格栅会因基础位移而同时上抬, 引起了上拔阻力, 土与土工格栅的界面摩擦也产生了对土体的水平约束力, 这个水平约束力提高了土体的抗剪能力, 增加了土的抗变形能力。荷载达到极限时, 土表隆起产生环状和放射状破坏裂缝, 土体内部产生连通的剪切滑动面, 土工格栅随基础上抬而使拉拔摩擦达到极限。

(3) 承受上拔荷载的上部结构对基础变位的要求愈来愈高。通过砂土地基扩展基础在上拔扩展基础在上拔荷载作用下的荷载-位移性能的试验研究, 提出了加筋风积砂土地基扩展基础在 $d/b \leq 2$ 条件下的普遍的荷载与位移关系的模型曲线, 反映荷载-位移关系的抛物线模型得到的模拟曲线与试验曲线相比误差较小, 模拟结果比较合理, 可对基础的上拔位移进行控制计算。应通过多项现场试验资料和工程实例进一步验证位移计算模型的 a, b 参数。

参考文献:

- [1] Charles H, Trautmann Fred H Kulhawy. Uplift load-displacement behavior of spread foundations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(2): 168-184.
- [2] 刘文白, 曹玉生, 刘占江, 等. 沙漠地区输电线路铁塔基础抗拔试验[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5): 564-568.
- [3] 吴世明, 周健, 杨挺. 岩土工程新技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. 301-304.
- [4] 许宏发, 钱七虎, 金丰年. 描述抗拔桩荷载-位移曲线的幂曲线模型[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(5): 622-624.
- [5] 许宏发. 桩的抗拔承载力与非线性计算理论[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 24(4): 585.
- [6] 刘文白. 砂土地基扩展基础在上拔荷载作用下的荷载位移性能[J]. 工程力学, 1998, (增刊 III): 544-552.