挤密碎石砂桩、水泥搅拌桩等地基处理技术的综合应用

袁明桂　　何志平
（广东海外建设集团有限公司，广州，510620）

提　要　本文介绍了挤密碎石砂桩、水泥搅拌桩等地基处理技术在处理对承载力和变形要求比较高的软弱地基的综合应用，以及挤密碎石砂桩、水泥搅拌桩等复合地基和地基土的静载试验，并对试验结果进行了比较分析。

一　前　言

广州邮件处理中心重件生产车间（以下简称车间）位于广州白云区江高镇，车间工程桩为 254 根直径为 0.8～1.3m 的嵌岩冲钻孔灌注桩，场地的人工填土先后经过两次堆填，第一期堆填一般厚度 2～3m左右，局部由于钻（冲）桩施工过程造成塌孔的部位较深，扰动土深度超过 1.0m。第一期人工填土采用强夯处理。后因其它原因场地上部增加了 0.5~1.0m 左右的第二期人工填土,该部分填土未经任何处理,加上受雨水的淋泡,局部出现“橡皮土”现象。车间面积约 4.5 万平方米,道路、停车场、作业区等面积约 1 万平方米，要求加固后的地基承载力标准值达到 150kPa。

二　工程地质情况

场地位于广花盆地中部，地势较平坦。按钻探揭露，场地自上而下分布有如下岩土层：

(1)人工素填土：由砂土、碎石、粉质粘土堆积而成稍湿松散状，场地西侧厚度为大，往东略变薄。承载力 80～120kPa。

(2)第四系冲积砂砾：多为砾砂，局部为粉细砂、中粗砂，偶含粘质土，局部夹薄层粘土、粉土。饱和，松散—稍密状，局部中密。局部地段属轻微液化等级，厚度 0.6～17.8 m,场地西侧厚度大，往东变薄，场地中部埋深大，西东两侧变小，承载力 180～210ka。

(3)第四系冲积粘土：以粉土为主，局部为粉质粘土，偶夹粉土，淤泥质土。粘土、粉质粘土呈可塑状，厚度 0.4～14.4m，以场地中部厚度大，往东、西侧略变薄。埋深西大东小。粘土、粉质粘土、粉土承载力 160kPa，淤泥质土承载力 80 kPa。

(4)第四系残积土：为泥质粉砂岩、碳质泥岩、硅质灰岩、灰岩风化土，土性上部多为粉质粘土，偶夹薄层粉土；下部为含角砾、碎石粉质粘土、粉土。总厚度 3.7 ～ 50.7m，

残积土底部发育有土洞，洞顶标高 6.49～24.36m，洞高 0.25～6.4m，承载力 180～250kPa。

(5)中上石炭统壶天群微风化灰岩:分布在场地东南角以外的部分，以灰岩为主，局部泥质粉质砂岩。中厚层状，显晶质结构，多呈微风化状,局部呈微偏中风化状。

(6)下石炭统梓门桥组灰岩：分布场地东南角，以灰岩、硅质灰岩为主，局部为碳质泥岩、钙质粉砂岩、钙质泥岩、碳质灰岩，薄～中厚层状。溶洞发育与中上石炭统壶天群灰岩接触带，洞高 0.4～2.4m，为空洞及软塑土充填，溶洞发育于岩面下 4.0m 以上地段。

场地地下水主要赋存于第四系冲积砾砂层中，为孔隙承压水，局部为潜水，含水层厚度 0.6～17.8m。地下水位埋深 1.2～6.45m。

三　挤密碎石砂桩、水泥搅拌桩等处理地基技术的综合应用

场地的人工填土先后经过两次堆填，并将原泥浆池部位作了换土处理，第一期填土经强夯法处理过(2～3m 厚)，使填土及其下面一定深度的土层变为超压缩(固结)土，使松散的砾砂密实，减少砾砂层孔隙，消除液化，提高其承载力。

根据勘察报告，土洞位于残积土层下部，一般埋深 18.0m 以下，在土体的承拱作用下，土洞相对稳定，地表荷载不致引起地面沉陷,消除它需要很高的强夯等级。对于平面范围较大，埋深较浅的土洞，强夯引起的地面沉陷，则通过分层回填、强夯，直至收锤标准。

针对后期大面积所填的粉土，根据工程地质情况，预测以后可能发生的沉降约 6mm 至 9mm，结合当地实际情况，采用挤密碎石砂桩(下称碎石砂桩)处理后碾压效果较好，四周未有强夯的地方预测可能的沉降为 16.5mm，处理的方法可用碎石砂桩挤密处理，或水泥搅拌桩(下称搅拌桩)处理，此桩型比碎石砂桩造价要高，但对于含水量较高的粘土、粉土处理效果显著。为此采用了碎石砂桩和搅拌桩相结合的办法改善场地土上部填土的物理力学性能，其中搅拌桩主要处理车间三面靠外墙部分的人工填土层，处理范围约南北面 10×298 平方米(深 0.9 米),东面 8×145 平方米(深 3.5 米)。要求处理后复合地基承载力标准值≥150kPa。

1．碎石砂桩法处理

本场地的填土是新近堆积的素填土,属中偏高压塑性,浅黄、暗红等色，土质均匀，含少量碎石和砾，土性为粉土，湿，松散。

(1)设计要求：

根据经验及现场试验所得的资料,设计要求如下:

a.碎石砂桩直径采用 500mm，使用单打法加反插法施工，深度分别为：0.9m、2.7m、4.0m 三种，要求成孔后扩大 50%，桩间距离 1.25m×1.25m，采用梅花状布桩；

b.材料的比例：2×4 碎石 70%，砂 30%，并经搅匀后投料；

c.设计布桩 24780 条，平均桩长约 1.55m,共约 38409 延米。

(2)施工工艺及要求：

碎石砂桩施工工艺：桩机定位、复测→沉管→填料→拔管→反插→成孔。要求：

a.桩位定位按设计要求尺寸测放,开机前根据轴线再次复测定位；

b.桩机就位后应对准桩位中心，桩尖活叶合拢，放松卷扬机钢丝绳，利用振动器及桩管的自重把桩尖压入土中；

c.开动振动箱，桩管即在强迫振动下迅速沉入土中至设计深度；

d.停止振动，用小斗车将搅好的砂石料填入管内；

e.拔管时开动振动箱，先振动 5～10s 再向上拔管 0.5～1.0m，然后再振动 5～10s，如此反复进行数次并提升一定高度时，再反插，最后振动拔出桩管；

f.桩管拔出地面后，即完成该条桩，移机就位施工下一条桩。

2. 搅拌桩处理

水泥搅拌桩是使用搅拌机械或工程钻机边钻进边往土中喷射浆液(水泥浆)，同时借助于搅拌轴旋转搅拌使喷入填土中的浆液与土层充分拌合在一起，经一定龄期形成抗压强度比天然土高得多的水泥土体，从而达到提高承载力的目的。

(1)设计参数选定

搅拌桩复合地基承载力标准值和单桩竖向承载力标准值可按式(1)、(2)计算。

$$f_{sp,k}=mR_k^d/A_p+\beta 9(1-m)f_{s,k} \quad (1)$$

$$R_k^d=q_sU_pl+\alpha A_pq_p \quad (2)$$

式中 $f_{sp,k}$——复合地基的承载力标准值；

$f_{s,k}$——桩间土天然地基承载力标准值；

R_k^d——单桩竖向承载力标准值；

m——置换率；

β——桩间土承载力折减系数；

q_s——桩周土的平均摩擦力；

A_p——桩截面积；

U_p——桩周长；

L——桩长；

α——桩端天然地基土的承载力折减系数；

q_p——桩端天然地基土的承载力标准值。

参数选定的依据为广东省工程勘察院于 1999 年 1 月及 7 月所作的《土体原位测试报告》及《Ⅱ期填土工程地质勘查报告》确定，具体选择如下：

$f_{s,k}$ 取 100kpa；β取 0.90；q_s 取 15kpa；α：当桩长 0.9 米取 0.8，当桩长 3.5 米取 0.6；q_p取 220；其余：U_p=1.57 米；A_p=0.196 平方米；L=0.9 米或 3.5 米。

(2)设计方案对比

按 3 种布桩方式 6 种情况分别分析：

1-a.0.9 米桩，桩中心间距按 2d 正方形排列：则置换率 m = 0.1960，按式(1)、(2)求得 R_k^d=55kN、$f_{sp,k}$=117.1kpa，沉降 S=13mm。

1-b.0.9 米桩,桩中心间距按 2.5d 正方形排列：则置换率 m=0.1254，按式(1)、(2)求得 R_k^d=55kN、$f_{sp,k}$=113.8kpa，沉降 S=16mm。

1-c.0.9 米桩，桩中心间距按 3d 正方形排列：则置换率 m =0.0871， 按式(1)、(2)求得 R_k^d=55kN、$f_{sp,k}$=106kpa，沉降 S=18mm。

2-a.3.5 米桩，桩中心间距按 $2d$ 正方形排列：则置换率 m =0.1960， 按式(1)、(2)求得 R_a^d =108kN、$f_{sp,k}$ =180kpa，沉降 S =8.9mm。

2-b.3.5 米桩，桩中心间距按 $2.5d$ 正方形排列：则置换率 m =0.1254，按式(1)、(2)求得 R_a^d =108kN、$f_{sp,k}$ =147kpa，沉降 S =11.5mm。

2-c.3.5 米桩，桩中心间距按 $3d$ 正方形排列：则置换率 m =0.0871，按式(1)、(2)求得 R_a^d =108kN、$f_{sp,k}$ =130kpa，沉降 S=12.7mm。

上述方案除 2-a 外，各种间距均难以满足承载力及沉降要求,所以东面 L=3.5m 的桩采用此方案,其中心距为 $2d$，其处理后承载力 $f_{sp,k}$=180kpa，S=8～10mm。

增加考虑方案 1-e，即南北面 L=0.9m 米桩中心距为 $1.6d$(0.8m)时候的情况：

1-e.0.9 米桩，桩中心间距按 $1.6d$ 正方形排列：则置换率 m=0.3060，按式(1)、(2)求得 R_a^d =56kN、$f_{sp,k}$ =150kpa，沉降 S=10mm。

满足承载力及沉降要求，可采用方案 1-e 和 2-a。

(3)施工方案及设备

a.布桩方式及预计工作量

根据所估算的结果，采用正方形布桩，南、北面桩中心距取 0.8m，东面桩中心距取 1.0m。预计桩数 10500 根，工作量约 12500 延米。

b.施工参数

桩长：南、北面 0.9m，靠近地梁边施工一排 2.7m 的桩以加固开挖地梁时的回填土，东面桩长 3.5m；

桩径：Φ500m；

加固材料：425#普通硅酸盐水泥；

掺入比：15%；

水灰比：0.5。

c.施工设备

100 型、300 型工程地质钻机；

水泥搅拌制浆设备；

送浆泵（250 泵）。

d.施工工序：

定桩位：在现场定桩位。

钻机就位：钻机钻头对准桩位。

制备水泥浆： 按设计水灰比配置水泥浆。

钻头下沉至预定深度：根据桩长设计要求，边送少量浆液边下沉至预定深度。

e. 送浆：边提升边送浆。当搅拌头下沉到设计深度，边喷浆边旋转提升直至设计桩顶标高，单桩施工完毕。

f.重复上述(a)～(e)工作。

3. 试验情况及分析

(1)试验装置及试验方法

荷载试验利用钢梁和砂包组成的重物平台作为施荷反力系统，将一台千斤顶放置于复

合地基面上的压板上，由电动高压油泵对千斤顶逐级加、卸荷载，每级荷载值所需的油压读数由千斤顶的荷载~油压关系曲线换算得出，千斤顶作用中心线与压板中心线重合。在压板四角位置安装四个 WBD-30 型机电百分表，利用 YJ-5 型静态电阻应变仪测读压板在各级荷载作用下的沉降量。

地基土荷载试验方法按国家标准《建筑地基基础设计规范》（GBJ7-89）中的有关规定执行，地基土荷载试验的压板尺寸为 ϕ800mm(0.5m^2)，加荷等级为 9 级，最大加荷为 100kN。碎石桩和搅拌桩复合地基试验试验方法按国家行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79-91）中的有关规定执行，复合地基试验压板尺寸为 1.3×1.3m(1.69m^2)，加荷等级为 9 级，最大加荷为 510kN。。

(2)试验情况概述及资料分析

根据现场测试数据整理出各点复合地基试验的荷载与沉降结果，绘制出相应的荷载与沉降关系曲线（Q~S 曲线），见图 3.1～3.6。

a.地基土荷载试验情况：

该点土层实验时，在各级荷载作用下，压板的沉降逐级递增，沉降均能在 120 分钟内达到稳定标准，没有出现异常的现象。在最大试验荷载 100kN 荷载时，压板总沉降量为 13.19mm，此时压板下的地基土仅产生竖向位移，没有从侧向挤出，压板周围也未出现裂缝。全部卸荷后，测得残余沉降量为 10.30mm，沉降回弹率为 21.97%。该点地基土试验的 Q~S 曲线没有出现极限荷载点起始的直线陡降段，说明该地基土在受荷阶段未出现极限荷载的特征。其 Q~S 曲线上无明确的比例界限值，根据规范，并参考试验点土层的野外特征，取 s/b = 0.015 所对应的荷载值为承载力基本值（b 为压板直径），即该点地基土承载力基本值为 188. 60kPa，其对应的变形模量 E_o=8.72MPa。

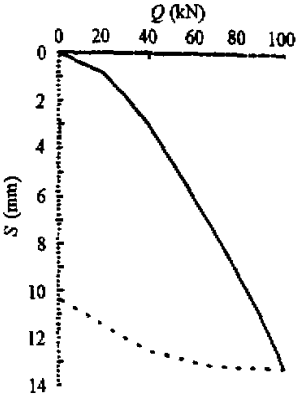


图 3.1 试 1#（地基土）试验 Q~S 曲线

b. 274#、275#、302#三桩， 361#、431#、432#三桩，90#、91#、142#三桩和 72#桩、103#桩、104#桩三桩复合地基试验情况：

四组碎石砂桩复合地基在各级试验荷载作用下，压板沉降逐级递增，没有出现异常现象。在最大试验荷载 510kN（对应 301.78 kPa 荷载）时，压板最大沉降量依次为 23.90mm、19.28mm、35.36mm 和 55.41mm。全部卸荷后，测得残余沉降量依次为 17.70mm、 15.40mm、27.90 mm、 46.47 mm。得沉降回弹率依次为 25.94 %、20.12%、21.10% 和 16.13%。

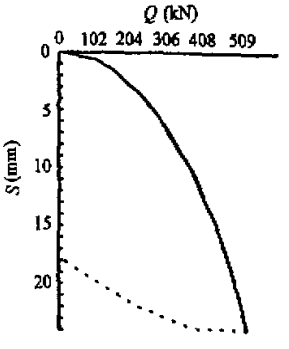


图 3.2 试 2#（274#,275#,302#三桩复合地基）试验 Q~S 曲线

四组碎石砂桩复合地基的 Q~S 曲线均没有出现极限荷载点起始的直线陡降段，说明各试验点在受荷阶段均未出现极限荷载的特征。

各试验点的 Q~S 曲线均无明确的比例界限点，根据规范，取 $s/b=0.015$ 所对应的荷载为碎石桩复合地基的承载力基本值（b 为压板尺寸），得到各试验点的复合地基承载力基本值依次为 278.56kPa、≥301.78kPa、232.30kPa 和 173.53kPa。

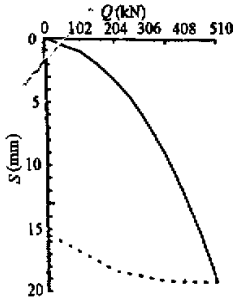


图 3.3 试 3#（361#,431#,432# 三桩复合地基）试验 Q~S 曲线

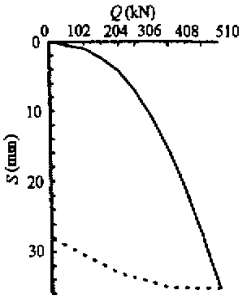


图 3.4 试 4#（90#,91#,142# 三桩复合地基）试验 Q~S 曲线

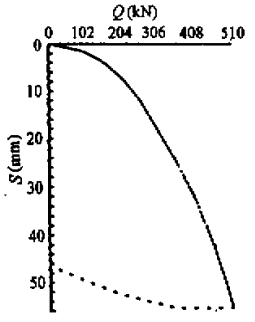


图 3.5 试 6#（72#,103#,104# 三桩复合地基）试验 Q~S 曲线

c.153#、154#、174#和 175#桩（搅拌桩）四桩复合地基试验情况：

该组复合地基在各级试验荷载作用下，压板沉降逐级递增，没有出现异常现象。在最大试验荷载 510 kN（对应 301.78 kPa 荷载）时，压板最大沉降量为 11.99mm，全部卸荷后，测得残余沉降量为 8.34mm。沉降回弹率为 30.44%。该组复合地基的 Q ~ S 曲线均没有出现极限荷载点起始的直线陡降段，说明该复合地基在受荷阶段均未出现极限荷载的特征。其 Q~S 曲线均无明确的比例界限点，根据规范，取 s/b=0.015 所对应的荷载为搅拌桩的承载力基本值（b 为压板尺寸），即该复合地基承载力基本值为≥301.78kPa。

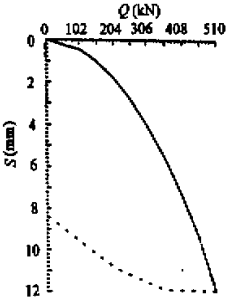


图 3.6 试 6#(153#154#174#175# 四桩复合地基）试验 Q~S 曲线

d.变形模量计算

地基土及复合地基变形模量 E_0。可由式(3)计算得出：

$$E_0=\frac{pb\omega\left(1-\mu^2\right)}{S} \tag{3}$$

式中：p——承压板下平均压力（kPa）；

b——承压板宽度（mm）；

s——对应 p 时压板沉降值（mm）；

ω——承压板形状系数，对应方形压板，ω=0.88；对应圆形压板，ω=0.79；

μ——地基泊松比，对于人工填土，取 μ=0.35；对于搅拌桩，取 μ=0.30；对于碎

石桩，取 μ=0.25。

计算出的各试点复合地基变形模量，见表 1。

表 1　各试点复合地基变形模量值

试点号	变形模量（MPa） 承载力设计值（150kPa）时
试 2#（274#、275#、302#三桩）	34.08
试 3#（361#、431#、432#三桩）	34.30
试 4#（90#、91#、142#三桩）	22.88
试 5#（72#、103#、104#三桩）	13.96
试 6#（153#、154#、174#和 175#四桩）	56.78

四　结　论

复合地基荷载试验成果见表 1。各试验点承载力基本值及相应的变形模量见表 2：

表 2　各试验点的承载力基本值及相应的变形模量

试点号	承载力基本值（kPa）	变形模量（MPa）
试 1#（地基土）	188.60	8.72
试 2#（274#、275#、302#三桩）	278.56	15.32
试 3#（361#、（431#、432#三桩）	≥301.78	16.78
试 4#（90#、91#、142#三桩）	232.30	12.78
试 5#（72#、103#、104#三桩）	173.53	9.54
试 6#（153#、154#、174#和 175#四桩）	≥301.78	24.17

通过对 1#点地基土、四组三根碎石桩复合地基和一组四根搅拌桩复合地基作静载试验，得到地基土的承载力基本值为 188.60kPa，对应的变形模量为 8.72MPa，各试点复合地基均能达到最大试验荷载 150kPa 的要求。五组复合地基的承载力基本值介于 173.53~301.78kPa 之间，均已满足 150kPa 的设计要求。

挤密碎石砂桩和水泥搅拌桩等地基处理技术的综合应用，复合地基承载力提高大，变形模量高，建筑物沉降小，用于变形要求高的大型建筑物地基将是比较理想的，经济效益明显的。

参考文献

[1] 《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89），北京，中国建筑工业出版社，1989。

[2] 《建筑地基处理技术规范》（JGJ 79—91），北京，中国计划出版社，1992。