振冲碎石桩在公路软基加固中的应用与分析

金　耘　　胡坚锋
(绍大线建设工程指挥部，绍兴，312000)　(绍兴市公路管理处，绍兴，312000)
侯义辉　　何广讷
(绍大线建设工程指挥部，绍兴，312000)　(大连理工大学，大连，116023)

提　要　本文介绍振冲碎石桩加固公路软土地基的原理和方法，通过对浙江省绍大公路鉴湖大桥两侧桥头分别将振冲碎石桩与传统的挤密砂桩用时的使用，进行观测、比较和分析，表明其加固效果十分明显，不失为加固公路软基的有效措施。

一　前　言

1990 年 9 月沈大高速公路建成通车后，我国又相继建造了多条高等级公路，极大地改善了公路运输的落后状况。但公路所经地区往往多属深厚的松、软土地带，修建后的公路沉降最大、沉降期长，对高速行车极为不利，过去，人们常采用如塑料板、粉喷桩、砂桩、土工织物等进行地基加固处理，虽然均起到一定的效果，但却都难以解决高填土路堤沉降量大、沉降期长这一通病。

为进一步探索较为有效的公路软基处理加固方法，我们首次在绍大公路鉴湖大桥两侧桥头采用振冲碎石桩和挤密砂桩加固软土地基，并进行认真的观测、比较和计算分析。

二　振冲碎石桩加固软土路基的作用和机理

根据对路基的要求，设计在软基中构筑碎石桩，置换出相应的软土，形成经度高、压缩性小、沉降期短的碎石桩复合地基，其作用机理为：

1. 减小最终沉降量

复合地基中的碎石桩的强度与刚度远大于软土，通常都在 3～5 倍，故在荷载作用下，通过复合地基中桩、土的变形协调，大部分荷载集中于刚度较在原桩体上，作用于桩间土上的荷载应力大为减小，其沉降量随之远小于原软土路基，其减小的比例与碎石的置换率 m、桩土应力比 n 有关。复合路基土的沉降量 S_{SP} 与原软土体的沉降量 S 之间的关系为：

$$S_{SP}=\frac{1}{1+m(n-1)}\cdot S=\mu S\cdot S \tag{1}$$

2. 缩短沉降期

复合地基中的碎石桩是很好的排水通道，其排水效用高于常用的塑料排水板、砂井等，

能够加速软土的排水固结，缩短软土路基的沉降过程。复合土体的固结度 U_{SP}，不仅是通常的竖向排水作用相应的竖向固结度 U_V，更包含了强烈的径向排水后所相应的径向固结度 U_T，固结量论已证明复合土体的固结度为：

$$U_{SP} = Uv + Ur - Uv \cdot Ur \tag{2}$$

由于 $Ur \geqslant Uv \cdot Ur$ 故 $U_{SP} \geqslant Ur = U_S$，即复合土体的固结度 U_{SP} 远大于原软土仅竖向的排水固结度 U_S。

3. 提高路基的强度与稳定性

由于碎石桩的强度远大于软土的强度，而复合土体的强度为基桩、土强度的综合反映，故复合地基的强度与稳定性均较原软土地基有明显提高。

4. 垫层作用

对于层厚较大的软土地基的加固处理，并非一定要将碎石桩穿透软土至持力层，而只需达到一定的深度，构成能满足上部设计要求的复合土层，同时保证其下未处理的软土亦满足沉降和强度的要求即可，上部复合土层即起到垫层作用，可节省投资。

三　减小沉降、加速固结、消除桥头跳车弊病技术措施

1. 软基处理方案的选定

对于沉降量大、沉降期过长的路段，可根据各路段软土性状和使用要求，设计相应的振冲碎石桩进行加固。

2. 解决桥头跳车的措施

首先，使桥头处的沉降差减小至允许范围内，可于近桥头的路段以振冲碎石桩加固软基，使其快速形成随向桥头延伸逐渐减少沉降量的渐变段，并于桥头台背部位设置钢筋混凝土搭板，将该处路桥沉降差所形成的纵坡突变，转化成相应的平缓过渡，以消除桥头的严重跳车现象，提高高等级公路的行车效益，减少繁重的维修养护工作。

四　加固效果的检验与分析

1. 工程概况

绍大线市区段工程属浙江省第六批“四自工程”项目，工程按平原微丘一级公路标准设计，路基宽 27m，其中鉴湖大桥为一座三跨中承式梁拱组合式结构桥梁，引桥采用大悬臂连续预应力 T 梁结构，两侧桥台为钻孔灌注桩柱式结构，设置台前护坡，台后最大填土高度为 4.5m。

2. 工程地质条件

(1－1)杂填土：层厚 1.8m 灰，稍湿，由粘性土及砖瓦碎块组成。

(1－2)亚粘土：层厚 0.9m，灰黄色，饱和、软塑、厚层状，含 Fe、Mn 质斑点，Es=4.39MPa，$[\sigma_0]$ =100kPa。

(2)亚粘土：层厚 0.9m，灰色，饱和，稍密，含腐植质及云片，搬动易析水，$[\sigma_0]$ =100MPa。

(3)淤泥质粘土：层厚 3.3m，灰色，饱和，流塑，含大量腐殖质，Es=1.72MPa，$[\sigma_0]$

=60kPa。

(4—2)亚粘土：层厚 4.7m，黄色，饱和，硬塑，含 Fe、Mn 质，Es=6.22MPa，[σ_0] =240kPa。

(4—3)亚粘土：层厚 7.9m，黄色，饱和，软塑，局部硬可塑，薄层状，Es=5.04MPa，[σ_0] =180kPa。

(6—1)粘土：层厚 6m，褐黄色、青黄色，湿，硬塑，厚层状，含较多 Fe、Mn 质，Es =5.63MPa，[σ_0] =250kPa。

(6—2)粘土：层厚 5.1m，黄色，湿，硬可塑，薄层状，含 Fe、Mn 质斑块，Es=6.30MPa，[σ_0] =220kPa。

(6—3)粘土：层厚 3.5m，青黄色，饱和，硬塑，厚层状，Es=4.56mPa，[σ_0] =150kPa。

(7)粘土：层厚 4.3m，灰色，饱和，软塑，厚层状，Es=5.92mPa，[σ_0] =120kPa。

3. 沉降观测与比较

软基加固处理工序完毕即进行路堤填方工作，台后路堤填方分两次于短时间内填筑完成。经每月 2 次，连续 4 个月的沉降观测，路基的工后沉降(即剩余沉降)已基本稳定。1999 年 6 月份开始路面施工，1999 年 10 月份工程通过交工验收并投入使用，经通车后半年的情况来看，在南桥台(挤密砂桩处理)台后已出现了约 1cm 的沉降，两侧边坡有隆起现象，北桥台(振冲碎石桩处理)台后及两侧护坡结构均未发现明显的沉降变形。

路面施工前 4 个月的连续资料如表 1、表 2 所示。

表 1　填高与沉降量对照表(实测值)

振冲碎石桩(北桥台)					挤密砂桩(南桥台)				
桩号	位置	填土高	沉降值	桩间距	桩 号	位置	填土高	沉降值	桩间距
2K+540	中	4.41	354	170	2K+870	中	4.52	459	100
2K+540	边	4.31	336	170	2K+870	边	4.33	440	100
2K+526	中	3.73	295	210	2K+890	中	3.53	365	100
2K+526	边	3.63	290	210	2K+890	边	3.30	350	100
2K+480	中	2.98	254	250	2K+928	中	3.13	299	100
2K+480	中	2.98	254	250	2K+928	中	3.13	299	100
2K+480	边	2.77	242	250	2K+928	边	2.89	281	100

表 2　高填方处定期观测沉降量(实测值)

	时　间		1	2	3	4
工后沉降	振冲碎石桩	H=4.41mm	123	98	76	57
(mm)	挤密砂桩	H=4.52m	142	120	106	91

4. 路基加固前后的稳定性与沉降估算

(1)振冲加固前估算路基的整体稳定性与沉降量(均按桥头填高最大处控制计算)。

①路基的整体稳定性分析：以圆弧条分法的计算程序，基于各有关土的强度指标；计算结果如下：

路堤填筑后路基的稳定安全系数 $F=0.947<1.1$ [4] (小于规范要求)

②路基的最终沉降量计算：按照《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》JTJ017－96 标准，基于各土层的压缩模量及层厚，以分层综合法计算：$S=510.79\text{mm}\geq 100\text{mm}$。

鉴于以上分析计算，不论是路基的稳定性，或是其最终沉降量，皆远不能满足要求，路基必须进行加固处理。

(2)振冲加固后路基的稳定性与沉降量。

①路基的整体稳定性计算。在以振冲碎石桩加固后的路基复合土体，其相应的抗剪强度指标可按下式求得：

$$\operatorname{tg}\phi_{sp}=\omega\cdot\operatorname{tg}\phi_p(1-\omega)\cdot\operatorname{tg}\phi_s \tag{3}$$

$$C_{sp}=(1-\omega)\cdot C_s \tag{4}$$

$$\omega=m\cdot\mu_p=m\frac{1}{1+m(n-1)} \tag{5}$$

参照原土与碎石桩的强度指标，由式(3)～(5)求出复合土体的强度指标为：

$$\phi_{SP}=17.9 \qquad C_{SP}=4.8\text{kPa}$$

根据原土及复合土体的强度指标，通过圆弧条分法求得。

路基的稳定安全系数 $F=1.2>1.1$ (满足要求)

②路基的最终沉降：加固地基的沉降量 S_F，一般为复合土层的沉降 S_{SP} 与下卧未加固土的沉降 S_x 之和。根据何广纳教授在文献[2]中的讨论分析，当复合土下无下卧土层时，复合地基的沉降即为复合土体的沉降，即 $S_F=S_{SP}$，宜按式(1)计算；当复合土体下具有下卧压缩土层时，其沉降为整个沉降计算深度范围内土体的总体沉降量，即 $S_F=S_{sp}+S_x$，此时，由于上部土层的加固，不仅改变了复合土体的沉降性态和荷载应力，也使具有下卧压缩土体的复合地基沉降计算困难、复杂。文献[2]基于有关复合地基应力分布研究的有限元分析，对于刚性较小的散体材料桩复合地基，例如碎石桩复合地基，复合土体与下卧土层的压缩模量之比(E_{sp}/E_x)进行了分析，一般为 1.6～2.2，这类复合地基在荷载作用下的附加应力分布非常接近各向同性均质地基的情况，类似与压缩模量无显著差异的层土地基，它们都应按均质地基计算其应力分布。对于散体材料桩复合地基来说，较为合理、简便、实用的方法是按各向同性均质地基的情况计算其附加应力分布，其最终沉降计算的分层法的综合表达式为：

$$S_F=S_{SP}+S_X=\mu_S\cdot\phi_S\cdot\sum_{i=1}^{n_{sp}}\frac{P}{E_{si}}\left(Z_i\alpha_i-Z_{i-1}\alpha_{i-1}\right)+\phi_s\sum_{i=n_{sp}+1}^{n}\frac{P}{E_i}\left(Z_i\alpha_i-Z_{i-1}\alpha_{i-1}\right) \tag{6}$$

上式中，ϕ_S为沉降计算的经验系数；μ_S为应力分散系数，$\mu_S=\dfrac{1}{1-m(n-1)}$。

根据桥头路段基的沉降特性指标，振冲碎石桩的置换率、桩土应力比以及路基内的附加力分布，通过式(6)可计算出该路基加固后的最终沉降为 $S_F=410.1\text{mm}$。

五　分析与比较

1. 北桥台振冲碎石桩加固段

(1)路基的稳定性：验算表明，该处地基加固前的稳定安全系数 $F=0.947<1.1$，属不稳定地基。振冲加固后 $F=1.2>1.1$，已属稳定的地基，投入使用的实践亦证明其稳定。

(2)路基的沉降：诸表明，路基的最终沉降量由加固前 $S_N=510.78$mm，降低为 $S_{NF}=410.1$mm，减少 100.68mm，约占加固前沉降的 20%。基于路面施工前最后测得的沉降量 $S_{N4}=354$mm，相应的工后(剩余)沉降量 $S_{NU}=S_{NF}-S_{N4}=56.1\text{mm}<100\text{mm}$，这样微小的工后沉降量反映在以后的漫长时间里，影响微弱，无甚反应。交工验收使用后半年，北桥台台后及两侧护结构均未发现明显的沉降变形。

2. 南桥台挤密砂桩加固段

路面施工前连续 4 个月测得的沉降量皆大于北桥台相应的沉降量，其最后测得的 $S_{S4}=495$mm，南比相差 $S_{S4}-S_{N4}=105$mm，通车半年后南桥台台后已出现约 10mm 的沉降，两侧边坡有隆起现象，表明仍存在一定的工后沉降。

3. 比较

计算分析与观测资料表明，振冲碎石桩加固高等级公路地基，可明显增强路堤的稳定性，减少沉降量与沉降时间，以及消除桥头跳车的弊病，且较挤密砂桩加固的效果更为快捷、有效。

六　结束语

振冲碎石桩基处理加固应用于公路工程建设在我省尚属首次，经加固处理后的路基基础沉降基短、沉降量小、路堤稳定性好，其各项技术指标明显优于用其他传统软基处理方法进行加固处理，是目前加固公路软土地基的一种有效工程措施。

文献[2]所建议的计算振冲碎石桩复合地基最终沉降量的方法，与实测结量和工程反应具有相当的近似性，不失为较合理、简便和实用的计算方法。

参考文献

[1] 何广讷：《振冲碎石桩复合地基的功效》，见《岩土工程的实践与发展》，上海交通大学出版社，2000.1。

[2] 何广讷、王大为：《散体材料桩复合地基的沉降计算》，见《岩土工程技术新进展》，冶金工业出版社，1999.11。

[3] 何广讷等：《振动水冲法的应用及其在我国的若干发展》，见《第五届地基处理学术讨论文集》，中国建筑工业出版社，1997.10。

[4] 《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》JTJ017－96。