



CECS 86 : 2015

中国工程建设协会标准

混凝土水池软弱地基处理 设计规范

Design code of soft ground treatment for
concrete water tank

中国计划出版社

中国工程建设协会标准
混凝土水池软弱地基处理
设计规范

CECS 86 : 2015

☆

中国计划出版社出版

网址: www.jhpress.com

地址:北京市西城区木樨地北里甲 11 号国宏大厦 C 座 3 层

邮政编码:100038 电话:(010)63906433(发行部)

新华书店北京发行所发行

廊坊市海涛印刷有限公司印刷

850mm×1168mm 1/32 2.75 印张 66 千字

2015 年 5 月第 1 版 2015 年 5 月第 1 次印刷

印数 1—3080 册

☆

统一书号:1580242·716

元

版权所有 侵权必究

侵权举报电话:(010)63906404

如有印装质量问题,请寄本社出版部调换

中国工程建设标准化协会公告

第 193 号

关于发布《混凝土水池软弱地基处理 设计 规 范》的公告

根据中国工程建设标准化协会《关于印发〈2008 工程建设协会标准制订、修订计划(第二批)〉的通知》(建标协字〔2008〕98 号)的要求,由上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司等单位全面修订的《混凝土水池软弱地基处理设计规范》,经本协会贮藏构筑物专业委员会组织审查,现批准发布,编号为 CECS 86 : 2015,自 2015 年 6 月 1 日起施行。原《混凝土水池软弱地基处理设计规范》CECS 86 : 96,同时废止。

中国工程建设标准化协会

二〇一五年三月十日

中国工程建设协会标准

混凝土水池软弱地基处理
设计规范

Design code of soft ground treatment for
concrete water tank

CECS 86 : 2015

主编单位：上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：2 0 1 5 年 6 月 1 日

中国计划出版社

2015 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发〈2008 工程建设协会标准制订、修订计划(第二批)〉的通知》(建标协字〔2008〕98号)的要求,规范编制组经广泛调查研究,认真总结近年来国内外混凝土水池软弱地基处理的工程实践经验,与国内相关标准协调,并在广泛征求意见的基础上,修订了《混凝土水池软弱地基设计规范》CECS 86:96。

本规范共分 8 章和 2 个附录,主要技术内容包括:总则、术语和符号、基本规定、复合地基、预压地基和夯实地基、置换垫层和动力置换、沉降控制复合桩基、减少地基变形及其影响的措施等。

本规范修订的主要内容:

1. 增加了主要术语;
2. 调整水池地基的最大沉降量;
3. 增加了软土地基减沉疏桩地基;
4. 技术要求与现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79

协调和统一。

本规范由中国工程建设标准化协会贮藏构筑物专业委员会(CECS/TC10)归口管理;由上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司负责解释。在使用中如有修改意见和建议,请将意见和资料径寄解释单位(地址:上海市中山北二路 901 号,邮编:200092,电子邮件:bzgf@smedi.com)。

主编单位:上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司

参编单位:上海理工大学

信阳市水利勘测设计院

主要起草人:王恒栋(以下按姓氏笔画为序)

卫 丹 王广平 王 林 杨行运 杨 剑

杨 涛 沈 晔 陈 顺 周质炎 徐 辉
葛春辉 彭夏军
主要审查人：沈世杰 郭天木 苏发怀 范民权 王乃震
舒亚俐 姜春辉 徐 震

目 次

1	总 则	(1)
2	术语和符号	(2)
2.1	术语	(2)
2.2	符号	(4)
3	基本规定	(6)
4	复合地基	(8)
4.1	一般规定	(8)
4.2	振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基	(11)
4.3	水泥土深层搅拌桩复合地基	(13)
5	预压地基和夯实地基	(16)
5.1	一般规定	(16)
5.2	预压地基	(16)
5.3	夯实地基	(20)
6	置换垫层和动力置换	(24)
6.1	一般规定	(24)
6.2	换土处理	(24)
6.3	动力置换	(28)
7	沉降控制复合桩基	(31)
8	减小地基变形及其影响的措施	(33)
	附录 A 处理后地基静载荷试验要点	(35)
	附录 B 复合地基静载荷试验要点	(37)
	本规范用词说明	(39)
	引用标准名录	(40)
	附:条文说明	(41)

Contents

1	General provisions	(1)
2	Terms and symbols	(2)
2.1	Terms	(2)
2.2	Symbols	(4)
3	Basic requirements	(6)
4	Composite foundation	(8)
4.1	General requirements	(8)
4.2	Composite foundation with sand-gravel columns	(11)
4.3	Composite foundation with cement deep mixed columns	(13)
5	Preloaded ground and rammed ground	(16)
5.1	General requirements	(16)
5.2	Preloaded ground	(16)
5.3	Rammed ground	(20)
6	Replacement layer of compacted fill and dynamic replacement	(24)
6.1	General requirements	(24)
6.2	Replacement layer of compacted fill	(24)
6.3	Dynamic replacement	(28)
7	Settlement-controlled composite pile foundation	(31)
8	Measures for reducing and preventing environmental influence	(33)
Appendix A	Key points for load test on treatment ground	(35)

Appendix B	Key points for load test on composite foundation	(37)
	Explanation of wording in this code	(39)
	List of quoted standards	(40)
	Addition; Explanation of provisions	(41)

1 总 则

1.0.1 为统一给水排水工程中混凝土水池软弱地基加固处理的标准、设计计算基本原则和有关的技术措施,使设计经济合理,并保证水池的结构安全和正常使用,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于混凝土水池下软弱地基的处理设计。

1.0.3 对按本规范进行地基处理的水池,在施工过程中和使用期间,应进行必要的地基沉降观测。

1.0.4 混凝土水池软弱地基处理设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 地基处理 ground treatment, ground improvement

为提高地基承载力,或改善其变形性能或渗透性能而采取的技术措施。

2.1.2 复合地基 composite ground, composite foundation

部分土体被增强或被置换,而形成由地基土和竖向增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.3 地基变形允许值 allowable subsoil deformation

为保证构筑物正常使用而确定的地基变形控制值。

2.1.4 地基承载力特征值 characteristic value of subsoil bearing capacity

由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值,其最大值为比例界限值。

2.1.5 换填垫层 replacement layer of compacted fill

挖除水池底面下一定范围内的软弱土层或不均匀土层,回填其他性能稳定、无侵蚀性、强度较高的材料,并夯压密实形成的垫层。

2.1.6 预压地基 preloaded ground, preloaded foundation

在地基上进行堆载预压或真空预压,或联合使用堆载和真空预压,形成固结压密后的地基。

2.1.7 真空预压 vacuum preloading

通过对覆盖于竖井地基表面的封闭薄膜内抽真空排水使地基土固结压密的地基处理方法。

2.1.8 夯实地基 rammed ground, rammed earth

反复将夯锤提到高处使其自由落下,给地基以冲击和振动能量,将地基土密实处理或置换形成密实墩体的地基。

2.1.9 强夯置换法 dynamic replacement

将重锤提到高处使其自由落下形成夯坑,并不断夯击坑内回填的砂石、钢渣等硬颗粒,使其形成密实的墩体的地基处理方法。

2.1.10 振冲法 vibroflotation, vibro-replacement

在振冲器水平振动和高压水的共同作用下,使松砂土层振密,或在软弱土层中成孔,然后回填砂石等粗粒料形成桩体,并和原地基土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.11 砂石桩法 sand-gravel pile

采用振动、冲击或水冲等方式在地基中成孔后,再将砂石、砂或砂石挤压入已成的孔中,形成砂石所构成的密实桩体,并和原地基土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.12 水泥土搅拌法 cement deep mixing

以水泥作为固化剂的主剂,通过特制的深层搅拌机械,将固化剂和地基土强制搅拌,使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的桩体的地基处理方法。

2.1.13 动力置换 dynamic replacement

指用夯击的方法将硬质稳定的碎石料按一定的布点方式分遍夯入软弱土层,置换软弱土,形成支承在硬土层上的石料柱,从而将水池荷载直接传递至硬土层的处理方法。

2.1.14 深层搅拌法 deep mixing

使用水泥浆作为固化剂的水泥土搅拌法,简称湿法。

2.1.15 沉降控制复合桩基 settlement-controlled composite pile foundation

由桩和承台下地基土共同承担外荷载,并按沉降控制要求确定桩数的大桩距、低承台摩擦桩,是一种介于浅基础与摩擦桩基础之间的地基基础形式。

2.2 符 号

2.2.1 作用及作用效应:

E ——强夯或强夯置换夯击能;

p_c ——基础底面处土的自重压力值;

p_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值;

p_k ——相应于作用的标准组合时,基础底面处的平均压力值;

p_z ——相应于作用的标准组合时,垫层底面处的附加压力值;

E_s ——桩间土压缩模量。

2.2.2 抗力和材料性能:

D_r ——砂土的相对密实度;

D_{rl} ——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度;

d_s ——土粒相对密度(比重);

e ——空隙比;

e_0 ——地基处理前的空隙比;

e_1 ——地基挤密后要求达到的空隙比;

e_{max} 、 e_{min} ——砂土的最大、最小空隙比;

E_{sp} ——复合地基压缩模量;

f_{sk} ——天然地基承载力特征值;

f_{az} ——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值;

f_{cu} ——水泥石试块的抗压强度标准值;

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值;

f_{spa} ——经深度修正后的复合地基承载力特征值;

f_{spk} ——复合地基承载力特征值;

q_p ——桩端端阻力特征值;

q_s ——桩周土的侧阻力特征值;

R_a ——单桩竖向承载力特征值;

- q_s ——桩周土的摩擦力标准值；
- α_p ——桩端端阻力发挥系数；
- β ——桩间土的承载力发挥系数；
- β' ——有效夯击系数；
- θ ——压力扩散角；
- λ ——单桩承载力发挥系数。

2.2.3 几何参数：

- A ——水池底面积；
- A_e ——一根桩承担的处理面积；
- A_p ——桩的截面面积；
- b ——基础底面宽度、塑料排水带宽度；
- d ——桩的直径；
- d_e ——桩体等效影响直径；
- d_p ——塑料排水带当量换算直径；
- n ——水池埋置深度；
- l ——基础底面长度、桩长、间距；
- t ——塑料排水带的厚度；
- H ——有效落距；
- m ——面积置换率；
- n ——桩土应力比、井径比、夯击数、桩数、土层数、荷载分级数等；
- u ——周边长度、空隙水压力；
- u_p ——桩的周长；
- z ——基础底面下的垫层厚度；
- θ ——压力扩散角；
- s ——桩间距、沉降量。

3 基本规定

3.0.1 本规范所指的软弱地基包括：

1 受力层主要由淤泥、淤泥质土、软塑的饱和黏性土、松软的冲填土、人工填土等高压缩性土所构成的地基；

2 新近沉积欠密实的和在地震条件下可液化的粉土和砂土地基。

3.0.2 混凝土水池的地基处理方案，应根据场地工程地质条件，综合考虑水池的使用要求、荷载情况及结构特点、施工条件等进行选择。在确保水池结构安全与正常使用的前提下，应利用当地材料、减少处理费用、缩短工期和减少施工对环境的影响。

3.0.3 在选择地基处理方案前，应具备下列资料：

1 场地岩土工程勘察资料、水池结构设计资料等；

2 了解场地的环境情况，调查邻近建筑、地下工程和有关管线情况；

3 根据工程设计要求，确定地基处理范围和处理后要求达到的技术指标；

4 结合工程设计要求，了解相似场地上同类工程地基处理经验、施工条件和使用效果。

3.0.4 在设计软弱地基上的混凝土水池时，应进行地基承载力的计算；在下列情况下，除有成熟经验或可靠依据外，尚应进行水池地基的变形计算：

1 工艺流程或其他使用要求对水池地基的沉降变形有一定限制时；

2 水池结构对地基的不均匀沉降的影响敏感时；

3 水池地基中软弱土层的厚度较大或厚薄不均时；

4 水池承受的荷载不均匀或水池附近有堆载或其他设施,致使水池地基承受不均匀荷载并可能产生较大的不均匀沉降时。

3.0.5 地基变形计算的内容,应根据荷载、结构及地基土层的特点,结合工艺流程及其他有关的使用要求确定。一般情况下,对单个水池应控制其最大沉降与倾斜;对在工艺流程中互相关联的水池群,尚应控制各池体间的沉降差。

3.0.6 水池地基的变形允许值,除应考虑结构对地基变形的适应能力,参照同类结构的实测资料确定外,尚应满足工艺流程及水池的预留余高和出入流堰口的水平度要求、机构设备的正常运转要求、出入水池的管道结构和接口构造允许的变形等使用要求。

3.0.7 当缺乏实测资料时,水池地基的最大沉降值不宜大于200mm,对于地基土层分布和受荷较均匀、在平面的两个主方面上均有良好刚度的整体式水池,其地基最大沉降允许值可适当增加,但不宜大于250mm。水池地基的倾斜允许值及工艺流程中互相相关的水池地基间的沉降差允许值,应根据工艺流程及其他有关的使用要求决定。当水池池体设有变形缝时,尚应控制水池地基的变形不影响变形缝的正常工作。

3.0.8 在进行地基变形计算时,应考虑相邻构筑物或其他相邻荷载的影响。

3.0.9 在水池埋深范围内有地下水时,地基承载力及地基变形的计算应考虑地下水浮力的作用;计算承载力时,地下水位应取最低水位;计算地基变形时,地下水位应取年平均水位。

3.0.10 当水池地基的承载力、变形或稳定不能满足要求时,应对水池地基进行加固处理或采取其他适当的措施。

3.0.11 当水池地基近侧为边坡时,应进行边坡稳定的验算。

3.0.12 地基处理后,应满足水池对承载力和变形的要求。

4 复合地基

4.1 一般规定

4.1.1 当水池下地基土的承载力或变形不能满足设计要求时,可在地基土中加入竖向增强体构成复合地基,可用碎(砂)石桩和水泥土深层搅拌桩等作竖向增强体。设计中应考虑地基土和增强体的共同作用。

4.1.2 复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验或采用增强体静载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定。初步设计时:

1 对散体材料增强体复合地基,其承载力特征值应按下式计算:

$$f_{spk} = [1 + m(n-1)]f_{sk} \quad (4.1.2-1)$$

$$m = d^2/d_e^2 \quad (4.1.2-2)$$

式中: f_{spk} ——复合地基承载力特征值(kPa);

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值(kPa),可按地区经验确定;

m ——面积置换率;

d ——桩身平均直径(m);

d_e ——一根桩分担的处理地基面积的等效直径(m)。

对等边三角形布桩 d_e 取 $1.05s$;对正方形布桩 d_e 取

$1.13s$;矩形布桩 d_e 取 $1.13\sqrt{s_1s_2}$ 。 s 、 s_1 、 s_2 分别为

桩间距、纵向桩间距和横向桩间距;

n ——复合地基桩土应力比,可按地区经验确定。

2 对有粘结强度增强体复合地基,其承载力特征值应按下式计算:

$$f_{spk} = \lambda m \frac{R_s}{A_p} + \beta(1 - m)f_{sk} \quad (4.1.2-3)$$

式中： λ ——单桩承载力发挥系数，可按地区经验取值；

R_s ——单桩竖向承载力特征值(kN)；

A_p ——桩的截面面积(m²)；

β ——桩间土承载力发挥系数，可按地区经验取值。

3 增强体单桩竖向承载力特征值可按式(4.1.2-3)进行计算：

$$R_s = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l + \alpha_p q_p A_p \quad (4.1.2-4)$$

式中： u_p ——桩的周长(m)；

n ——桩长范围内所划分的土层数；

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值(kPa)。对淤泥可取(4~7)kPa；对淤泥质土可取(6~12)kPa；对软塑状态的黏性土可取(10~15)kPa；对可塑状态的黏性土可以取(12~18)kPa；对稍密砂类土可取(15~20)kPa；对中密砂类土可取(20~25)kPa；

l ——桩长范围内第 i 层土的厚度(m)；

q_p ——桩端端阻力特征值(kPa)，可按地区经验确定；对于水泥搅拌桩、旋喷桩应取未经修正的桩端地基土承载力特征值；

α_p ——桩端端阻力发挥系数，应按地区经验确定。

4.1.3 有粘结强度复合地基增强体桩身强度应满足公式(4.1.3-1)的要求。当复合地基承载力进行基础埋深的深度修正时，增强体桩身强度应满足公式(4.1.3-2)的要求。

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_s}{A_p} \quad (4.1.3-1)$$

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_s}{A_p} \left[1 + \frac{\gamma_m (h - 0.5)}{f_{spa}} \right] \quad (4.1.3-2)$$

式中： f_{cu} ——桩体试块(边长 150mm 立方体)标准养护 28d 的立方体抗压强度平均值(kPa)；

γ_m ——水池埋深范围内土的加权平均重度(kN/m³), 地下水位以下取有效重度;

h ——水池埋置深度(m);

f_{spa} ——深度修正后的复合地基承载力特征值(kPa)。

4.1.4 水池地基采用复合地基加固处理后, 复合地基变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定, 地基变形计算深度应大于复合土层的深度。复合土层的分层与天然地基相同, 各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ξ 倍, ξ 值可按下式计算:

$$\xi = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (4.1.4)$$

式中: f_{ak} ——水池底板下天然地基承载力特征值(kPa)。

4.1.5 复合地基的沉降计算经验系数 ψ_s 可根据地区沉降观测资料统计确定; 当无经验取值时, ψ_s 可采用表 4.1.5 的数值。

表 4.1.5 沉降计算经验系数 ψ_s

\bar{E}_s (MPa)	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψ_s	1.0	0.7	0.4	0.25	0.20

注: \bar{E}_s 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值。

\bar{E}_s 应按下式计算:

$$\bar{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^n A_i + \sum_{j=1}^m A_j}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_{spi}} + \sum_{j=1}^m \frac{A_j}{E_{sj}}} \quad (4.1.5)$$

式中: A_i ——加固土层第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值;

A_j ——加固土层第 j 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值;

E_{spi} ——加固土层第 i 层土压缩模量;

E_{spj} ——加固土层第 j 层土压缩模量。

4.1.6 当复合地基下存在软弱下卧层时,应按国家现行有关标准的规定验算下卧层的强度。

4.1.7 对散体材料复合地基增强体应进行密实度检验;对有粘结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。

4.1.8 复合地基承载力的验收检验应采用复合地基静载荷试验,对有黏结强度的复合地基增强体尚应进行单桩静载荷试验。

4.1.9 处理后的复合地基承载力静载荷试验应符合本规范附录 A 的规定。复合地基承载力应按本规范附录 B 的方法确定。复合地基增强体的单桩承载力,应按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的规定确定。

4.2 振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基

4.2.1 振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基适用于挤密处理松散砂土、粉土、粉质黏土、素填土、杂填土等地基,以及用于处理可液化地基。碎石桩施工可采取振冲法或沉管法,砂桩施工时可采取沉管法。

4.2.2 对大型水池或场地地层复杂的水池,以及对于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和黏性土和饱和黄土地基,应通过试验确定其适用性。

4.2.3 振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基设计内容应包括桩位布置、桩距、处理范围、灌碎(砂)石量及处理地基的承载力、变形、稳定验算。

4.2.4 振冲桩桩体材料可用碎石、卵石、角砾、圆砾、粗砂、中砂或石屑等硬质材料,含泥量不应大于 5%。对 30kW 振冲器填料粒径宜为(20~80)mm;对 55kW 振冲器填料粒径宜为(30~100)mm;对 75kW 振冲器填料粒径宜为(40~150)mm。沉管桩桩体材料可用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑等硬质材料,含泥量不得大于 5%,最大粒径不宜大于 50mm。

4.2.5 桩位宜按等边三角形或正方形网格布置,也可根据水池的

基底形状、地基处理的要求按等腰三角形或矩形网格布置。

4.2.6 地基处理的范围应大于水池的基地范围,水池底板外缘应设(1~3)排桩;当要求消除地基液化时,在基础外缘扩大宽度不应小于基地下可液化土层厚度的 1/2,且不应小于 5m。

4.2.7 振冲孔与已有构筑物的距离宜大于 3m。

4.2.8 桩径可根据地基土质情况、成桩方式和成桩设备等因素确定,桩的平均值直径可按每根桩所用填料量计算。振冲碎石桩桩径宜为 800mm~1200mm;沉管砂土桩桩径宜为 300mm~800mm。

4.2.9 桩间距应通过现场试验确定,并应符合下列规定:

1 振冲碎石桩的桩间距应根据水池荷载和场地土层情况,并结合所采取的振冲器功率大小综合考虑。30kW 振冲器布桩间距可采用 1.3m~2.0m;55kW 振冲器布桩间距可采用 1.4m~2.5m;75kW 振冲器布桩间距可采用 1.5m~3.0m;不加填料振冲挤密孔距可为 2.0m~3.0m。

2 沉管砂石桩的桩间距,不宜大于桩径的 4.5 倍。初步设计时,对松散粉土和砂石地基,应根据挤密后要求达到的空隙比确定。可按下列公式估算:

$$\text{等边三角形布置} \quad s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (4.2.9-1)$$

$$\text{正方形布置} \quad s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (4.2.9-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r1}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (4.2.9-3)$$

式中: s ——桩间距(m);

ξ ——修正系数,可取 1.1~1.2。当考虑振动下沉密实度作用时,可取 1.1~1.2;不考虑振动下沉密实度作用时,可取 1.0;

d ——桩身平均直径(m);

e_0 ——地基处理前的空隙比,可按原状土试验确定,也可根

据动力或静力触探等对比试验确定；

e_1 ——地基挤密后要求达到的空隙比；

e_{\max} 、 e_{\min} ——分别为砂土的最大、最小空隙比，可按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 的有关规定确定；

D_{r1} ——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，可取 0.75~0.85。

4.2.10 桩长可根据工程要求和工程地质条件通过计算确定：

1 当软弱土层厚度不大时，桩体应贯穿软弱土层，进入相对硬土层；

2 当软弱土层较厚时，桩长应根据水池地基的变形允许值确定；

3 对可液化的地基，桩长按要求的抗震处理深度确定；

4 桩体在水池垫层以下的长度不宜小于 4m。

4.2.11 复合地基的承载力初步设计可按本规范公式(4.1.2-1)~(4.1.2-4)估算，处理后桩间土承载力特征值，可按地区经验确定，如无经验时，对于一般黏性土地基，可取天然地基承载力特征值，松散的砂土、粉土可取原天然地基承载力特征值的(1.2~1.5)倍；复合地基桩土应力比 n ，宜采用实测值确定，如无实测资料时，对于黏性土可取 2.0~4.0，对于砂土、粉土可取 1.5~3.0。

4.2.12 制桩完成后，应将桩顶松散层挖除或碾压密实，并应在其上铺设一层 300mm~500mm 的碎石垫层。

4.2.13 振冲碎石桩可用单桩静载荷试验检验施工质量。对大型水池或当地基地质条件复杂时，宜用多桩复合地基静载荷试验检验。

4.3 水泥土深层搅拌桩复合地基

4.3.1 水泥土深层搅拌桩复合地基适用于处理淤泥、淤泥质土、素填土、黏性土(软塑、可塑)、粉土(稍密、中密)、粉细砂(松散、中密)、中粗砂(松散、稍密)、饱和黄土等土层。不适用于含大孤石或

障碍物较多且不易清除的杂填土,硬塑及坚硬的黏性土、密实的砂类土以及地下水渗流影响成桩质量的土层。寒冷地区冬季施工时,应考虑负温对处理效果的影响。

4.3.2 水泥土深层搅拌法复合地基用于处理泥炭土、有机质含量较高或 pH 值小于 4 的酸性土、塑性指数大于 25 的黏土,或在腐蚀性环境中以及无工程经验的地区采用水泥土搅拌法时,必须通过现场和室内试验确定其适用性。

4.3.3 对拟采用水泥土深层搅拌复合地基加固地基的工程,工程地质勘察除进行常规的土工试验外,尚应查明土中有机质含量及地下水的侵蚀性。

4.3.4 设计前应进行拟处理土的室内水泥土配比试验,针对现场拟处理土的主要性质,选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量,为设计提供各种龄期、各种配比的强度参数。

4.3.5 单、双轴水泥土搅拌桩水泥掺量可取 13%~15%,三轴水泥土搅拌桩水泥掺量可取 20%~22%。水泥宜选用强度等级为 42.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。

4.3.6 水泥土深层搅拌桩的平面布置形式宜根据水池荷载、结构形式和地基土性能确定,可为柱状、壁状或格栅状。

柱状水泥土桩体可按正方形、矩形或等边三角形网格布置,适用于一般荷载情况下水池的地基加固。

壁状或格栅状水泥土桩体由柱状水泥土桩体搭接形成,相互搭接长度不宜小于 100mm,适用于荷载较大或沉降需要严格控制的水池的地基处理。

水泥土深层搅拌桩可仅在水池基础的范围内布置。

4.3.7 水泥土深层搅拌桩的设计宜确定置换率、桩长和建议水泥掺入量。搅拌桩的长度应根据水池对承载力和变形的要求确定,并宜穿透软弱土层到达承载力相对较高的土层。

单、双轴搅拌桩的加固深度不宜大于 20m,三轴搅拌桩加固深度不宜大于 35m。水泥土搅拌桩的桩径不应小于 500mm。

4.3.8 水泥土深层搅拌桩复合地基的承载力特征值,应通过现场单桩或多桩复合地基静荷载试验确定。初步设计时可按本规范公式(4.1.2-3)估算,处理后桩间土承载力特征值 f_{sk} (kPa)可取天然地基承载力特征值;桩间土承载力发挥系数 β ,对于淤泥、淤泥质土和流塑状软土等处理土层,可取 0.1~0.4,对其他土层可取 0.4~0.8;单桩承载力发挥系数 λ 可取 1.0。

4.3.9 单桩承载力特征值,应通过现场静荷载试验确定。初步设计时可按本规范公式(4.1.2-4)估算,桩端端阻力发挥系数可取 0.4~0.6;桩端端阻力特征值,可取桩端土未修正的地基承载力特征值,并满足下式的要求,应使由桩身材料强度确定的单桩承载力不小于由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力。

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (4.3.9)$$

式中: f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块,边长为 70.7mm 的立方体在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa);

η ——桩身强度折减系数,可取 0.25。

4.3.10 水池底板底面标高以上宜留 500mm 的土层。搅拌桩施工至该土层的顶部,该段桩体待基坑开挖时应挖除;必要时可在桩顶部 1.5m 左右范围内增加一次输浆搅拌。

5 预压地基和夯实地基

5.1 一般规定

5.1.1 当水池下的地基土不能满足承载力或变形的要求时,可通过静力或动力的作用,提高地基土的固结度或密实度,以提高地基的承载力和减少地基的变形,满足设计的要求。

5.1.2 水池地基可采用加载预压、真空预压、强夯等处理,以达到要求的固结度或密实度。

5.2 预压地基

5.2.1 预压地基适用于处理淤泥质土、淤泥、冲填土等饱和黏性土地基。对塑性指数大于 25 且含水量大于 85% 的淤泥,应通过现场试验确定其适用性。加固土层上覆盖有厚度大于 5m 以上的回填土或承载力较高的黏性土层时,不宜采用真空预压加固。

5.2.2 预压地基应预先通过勘察查明土层在水平和垂直方向的分布、层理变化,查明透水层的位置、地下水文条件等。土工试验除应提供常规数据外,尚应提供地基土层在垂直方向和水平方向的固结系数、固结压力与孔隙比关系曲线、不排水抗剪强度指标和固结不排水抗剪强度指标等。

5.2.3 对大型水池或场地地质条件复杂的工程,应在现场选择适当的试验区进行预压试验,验证设计所采用的计算参数,必要时应对设计作调整。

5.2.4 预压荷载的大小可根据水池的设计要求、施工期限等因素综合比较确定,可等于设计荷载;当需要严格限制水池的沉降量或缩短预压时间时,可考虑采用超载预压。超载量可根据预定时间内需完成的沉降量确定,可取设计荷载的(1.2~1.4)倍。

5.2.5 在预压范围内可设置垂直排水设施及水平排水设施;当软弱土层小于 5m 或土层中含有较多粉、细砂夹层可用以排水,且预计固结速率能满足工期要求时,可不设垂直排水设施。

5.2.6 垂直排水设施可为普通砂井、袋装砂井或塑料排水带;水平排水设施可为铺设于地表的砂垫层,当砂料缺乏时也可为纵横向的砂沟。垂直排水设施与水平排水设施应相互连通。此外,尚应设置与水平排水设施相通的盲沟等设施,将预压时由地基中排出的水引出预压区。

5.2.7 普通砂井直径宜取 300mm~500mm,袋装砂井直径宜取 70mm~100mm。塑料排水带的当量换算直径可按下式计算:

$$d_p = \frac{2(b+t)}{\pi} \quad (5.2.7)$$

式中: d_p ——塑料排水带的当量换算直径(mm);

b ——塑料排水带的宽度(mm);

t ——塑料排水带的厚度(mm)。

5.2.8 普通砂井、袋装砂井或塑料排水带等垂直排水设施在平面上可按等边三角形或正方形网格布置。根据排水面积相等的原则,一根砂井或排水带的有效排水直径 d_e 与砂井或排水带间距 l 的关系为:

$$\text{按等边三角形网格布置时} \quad d_e = 1.05l \quad (5.2.8-1)$$

$$\text{按正方形网格布置时} \quad d_e = 1.13l \quad (5.2.8-2)$$

式中: d_e ——竖井的有效排水直径(mm);

l ——竖井的间距(mm)。

5.2.9 一级或多级等速加载条件下,地基平均固结度计算应符合现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定。

5.2.10 预压荷载下地基最终竖向沉降量的计算可取附加应力与土自重压应力的比值为 0.1 的深度作为压缩层的计算深度,可按下式计算:

$$s_t = \xi \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (5.2.10)$$

式中： s_f ——地基最终沉降量(mm)；

ξ ——经验系数，对正常固结或轻度超固结黏性土地基， ξ 取1.1~1.4。荷载较大，地基土较软弱时取较大值，反之取较小值；

e_{0i} ——第*i*层中点处土的自重压力所对应的孔隙比，由室内固结试验的 $e-p$ 曲线查得；

e_{1i} ——第*i*层中点处土的自重压力和附加压力之和所对应的孔隙比，由室内固结试验的 $e-p$ 曲线中查得；

h_i ——第*i*层的土层厚度(m)。

5.2.11 预压荷载的加荷范围不得小于水池的基底范围，并宜在每一方向上扩大2m~4m，以保证基底范围内地基加固处理的均匀性。加载边坡不得作为预压荷载。

5.2.12 卸荷宜分级进行。对以提高水池地基承载力或稳定性为目的的加载预压，地基土的强度应经预压增长并满足设计要求后方可卸荷；对以减少水池沉降量为目的的加载预压，应待预压的沉降量达到设计的预期值、剩余沉降量小于水池的地基变形允许值且土层的平均固结度达到80%以上时，方可卸荷。

5.2.13 垂直排水设施的深度应根据水池地基沉降允许值或地基稳定性的要求确定。

1 当水池下软土层厚度不大时，垂直排水设施宜贯穿软土层；当软土层厚度较大时，对以控制水池地基的沉降量为目的的加固处理，排水设施的深度可根据在一定的时间内应完成的预压沉降量的计算确定。如受施工条件限制，无法达到要求的深度时，可采用超载预压等方法达到设计要求。

2 对以满足水池地基稳定性要求为目的的加固处理，垂直排水设施的深度应大于最危险的潜在滑动面以下2.0m。

5.2.14 作为水平排水设施的砂垫层或砂沟的厚度宜为300mm~500mm，砂沟的宽度不宜小于普通砂井或袋装砂井直径的2倍且不应小于300mm。袋装砂井或塑料排水带伸入砂垫层或砂沟不

应小于 200mm。

5.2.15 普通砂井或袋装砂井宜用中、粗砂,含泥量应小于 3%;砂垫层或砂沟也宜用中、粗砂,砂料中可掺有少量粒径小于 50mm 的砾石,含泥量不得大于 5%。砂垫层的干密度应大于 $1.5\text{kg}/\text{cm}^3$ 。

5.2.16 铺设砂垫层前,垫层基面上的淤泥或杂物应加以清除;砂垫层的施工过程应避免对垫层下地基土的扰动。

5.2.17 应保证普通砂井或袋装砂井的灌砂量。灌砂量应按井孔的体积和砂在中密状态下的干密度计算,其实际灌砂量不得小于计算值的 95%。袋装砂井中的砂宜用干砂。

5.2.18 塑料排水带应有足够的强度,使断面中的排水通道不因受土压力而减小;其滤膜应有良好的透水性,与黏性土接触后的渗透系数不应小于中砂。塑料排水带需接长时,应采用滤膜内芯板平搭接的方法,搭接长度不宜小于 200mm,搭接后滤膜应包覆整齐。

5.2.19 用于加载预压的材料可为土、砂石或金属铸锭等粒状、块状材料。当缺乏加载预压材料或水池下地基特别软弱时,可采用真空预压法。真空预压法可取得相当于 80kPa 的等效预压荷载,且压力可一次加上。当需要的预压荷载较大时,可采用真空—加载联合预压法。

5.2.20 预压过程中,应每天进行地基沉降及边桩水平位移的观测;对大型水池,尚应进行孔隙水压力的观测,以便根据观测资料控制加荷速率,推算地基在不同时间的固结度及相应的沉降量,分析处理效果及确定卸荷时间;加载面积中部地基的沉降速率不应超过 $10\text{mm}/\text{d}\sim 15\text{mm}/\text{d}$;加载范围坡脚 1m 处边桩的水平位移不应超过 $4\text{mm}/\text{d}\sim 6\text{mm}/\text{d}$,且不应连续出现大值的情况;孔隙水压力与荷载值之比不应大于 0.6。

5.2.21 预压过程中,应在不同的加荷阶段对土层的不同深度进行十字板剪切试验或静力触探,检验深度不应小于设计处理深度。

5.3 夯实地基

5.3.1 强夯地基适用于砂土及低含水量的粉土、黏土、素填土和有机质含量少的杂填土地基的加固处理。

对含水量在 50% 以下的饱和黏性土地基, 当在夯点周围设置适当的垂直和水平方向的排水设施时, 可进行强夯加固处理。

5.3.2 采用强夯处理水池地基时, 主要的设计参数应根据场地地质条件, 在选择有代表性的地段进行试夯后, 根据试夯的结果优化确定。

5.3.3 强夯的有效加固深度 h 可按式 (5.3.3) 进行估算, 并可按表 5.3.3 预估:

$$h = \alpha \sqrt{WH} \quad (5.3.3)$$

式中: h ——有效加固深度(m);

W ——锤重(t);

H ——有效落距(起吊后锤底至夯面的高度)(m);

α ——修正系数, 可取 0.4~0.6。

表 5.3.3 强夯的有效加固深度 (m)

单击夯击能量 E (kN·m)	黏性土、粉土等	砂土、碎石土
1000	4.0~5.0	5.0~6.0
2000	5.0~6.0	6.0~7.0
3000	6.0~7.0	7.0~8.0
4000	7.0~8.0	8.0~9.0
5000	8.0~8.5	9.0~9.5
6000	8.5~9.0	9.5~10.0

注: 有效加固深度从起夯面开始计算。

5.3.4 对地基的夯击能量应根据地基土的性质、水池的荷载及加固处理的目标值等确定。对黏土, 平均夯击能量可取 $1500\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \sim 6000\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$; 对砂土, 平均夯击能量可取 $1000\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2 \sim$

5000kN·m/m²。

5.3.5 每夯点的总夯击数应根据现场夯击试验所得的有效击实系数曲线确定。有效击实系数最大值所对应的夯击数为最优夯击数。有效击实系数可按下式确定：

$$\beta = \frac{V - V_s}{V} \quad (5.3.5)$$

式中： β ——有效夯击系数；

V ——夯坑体积(m³)；

V_s ——夯坑周围土体的隆起体积(m³)。

每夯点的夯击数也可按最后两击的累计夯沉量确定，最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值：当单击夯击能小于 3000kN·m 时为 50mm；当单击夯击能大于或等于 3000kN·m，小于 6000kN·m 时为 100mm；当单击夯击能大于或等于 6000kN·m，小于 10000kN·m 时为 200mm；当单击夯击能大于或等于 10000kN·m，小于 15000kN·m 时为 250mm；当单击夯击能大于或等于 15000kN·m 时为 300mm。

5.3.6 夯击遍数应根据地基土的性质确定，可为 2 遍或 3 遍，最后再以低能量满夯 1 遍或 2 遍。当土层含水量高、渗透性低且层厚较大时，夯击遍数可适当增加。

对水池地基，夯击遍数可按下列公式确定：

$$\sum_{i=1}^n s_i \geq (0.7 \sim 0.8)s \quad (5.3.6-1)$$

$$s - \sum_{i=1}^n s_i \leq 300\text{mm} \quad (5.3.6-2)$$

式中： n ——夯击遍数；

$\sum_{i=1}^n s_i$ ——经 n 遍夯击后，各遍地表夯沉量之和(mm)；

s ——水池地基最终沉降量计算值(mm)。

5.3.7 当水池作用于地基上的荷载较均匀时，夯击点宜均匀布置并按正方形网格插挡分遍夯击。

5.3.8 夯击点的间距应根据地基土质、土层厚度和夯击遍数等综合考虑。当软土层厚度较大时,第一遍夯击的夯点间距可取 6m~9m,以后各遍夯击的夯点间距可根据夯击遍数布置。

5.3.9 前后两遍夯击间的间歇时间应根据地基土中孔隙水压力的消散情况确定。当缺乏资料时,对于黏性土,间歇时间根据土层厚度及排水特性可取 2 周至 3 周;对粉土,可取 1 周至 2 周。当土层含水量大、土层较厚且渗透性低时,间歇时间取大值;土层渗透性较好或土层中设置排水设施时,间歇时间可适当缩短。

5.3.10 强夯处理范围应大于建筑物基础范围,每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的 $1/2 \sim 2/3$,并不宜小于 3m。对可液化地基,扩大范围不应小于可液化土层厚度的 $1/2$,并不应小于 5m。

5.3.11 强夯施工宜采用带自动脱钩装置的履带式起重机或其他专用设备,其起重能力及起吊高度应根据选用的锤重及落距确定。起重能力宜为锤重的 2 倍至 3 倍,起吊高度宜为 10m~20m。当采用履带式起重机时,应有适当的安全措施,防止落锤时臂杆后仰。设备的接地应力应小于地基的承载能力。

5.3.12 强夯所用的夯锤宜为钢制或铸铁制的圆柱形或圆台形锤,并宜设有若干垂直贯通顶、底面的排气圆孔,孔径 250mm~300mm。锤底面积应根据地基土的性质和要求加固的深度确定;对软黏性土,锤底的静压应力可取 30kPa。当要求加固深度大时,宜选用底面积较大的夯锤。

5.3.13 强夯区的场地应平整,耕植土应予挖除。当地下水位离地表的距离大于 3m 且表层土能承受夯击机械的压力时,可直接进行强夯;当地下水位较高时,宜在地面铺设 1m~2m 厚的砂石料、建筑垃圾、性能稳定的工业废料或强风化残积土等垫层;也可采取适当的降水措施,保持夯击时地下水位低于地表 2m 以下。夯击区内场地或夯坑内的积水应及时排除。

5.3.14 强夯加固区周围的地表应设排水沟。当加固区面积较大

时,区内应加设排水沟网。排水沟的间距不宜大于15m。在地下水位高和多雨地区,强夯施工宜选择在少雨季节和地下水位低的时候进行。

5.3.15 强夯施工前,夯击区内的地下设施应予搬迁;对夯击区周围15m以内的建筑物和地下设施等应考虑振动的影响,必要时应采取防振措施(如挖隔震沟等)或进行加固;在此范围外的,也应注意振动的影响。

5.3.16 强夯施工的质量检验应在施工完毕并间隔一定的时间后进行。对于粉、细砂和粉土地基,间隔时间可取1周至2周;对于黏性土地基,间隔时间不宜少于4周。当采取垂直向和水平向排水设施时,间隔时间可适当缩短。

5.3.17 强夯效果检验宜包括下列内容:

1 强夯总夯沉量(等于各遍平均夯沉量之和)。

2 强夯后地基的原位测试。原位测试可采用静力触探,对黏性土也可进行十字板剪切试验。对粉土和粉、细砂,尚可进行标准贯入试验。试验在深度上宜为每1m进行一次。

3 强夯后地基土的室内物理力学性质试验。在深度上取样间距宜为每1m取一个。

4 对大型水池或地质条件复杂场地,宜做大承压板静载荷试验。

对每一工程,每种原位测试和室内物理力学性能试验的检验点不应少于3处;对于大型的或场地地质条件复杂的水池,其检验点的数目宜适当增加。检验点的深度不得小于要求加固处理的深度。钻探完毕,所有钻孔即应用砂回填密实。

6 置换垫层和动力置换

6.1 一般规定

6.1.1 当水池底板下全部或局部为厚度不大的软弱土层、其承载力或变形不能满足要求时,可用其他适当的材料将其全部或部分加以置换,以满足用作水池地基的要求。

6.1.2 地基土的置换可采用换土处理或动力置换。

6.2 换土处理

6.2.1 当水池的平面尺寸较小且基础下软弱土层的厚度不大或水池下局部为软弱土层时,可对软弱土层进行换土处理。换填的厚度不宜大于 3m。

6.2.2 换土处理所用的材料及施工方法,应根据水池的结构、荷载情况和场地的工程地质、水文地质条件,结合当地可能取得的材料和具有的施工经验等进行综合分析确定。

6.2.3 当水池下的地基需做全面积换土处理时,由换填土形成的垫层厚度应根据下卧土层的承载力和水池对地基的变形要求确定。

6.2.4 当根据下卧土层承载力确定垫层厚度时,应符合下列公式的要求(图 6.2.4):

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (6.2.4-1)$$

$$p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (6.2.4-2)$$

式中: p_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值(kPa);

p_z ——相应于作用的标准组合时,垫层底面处的附加压力值(kPa);

- f_{az} ——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值(kPa);
- p_k ——相应于作用的标准组合时,基础底面处的平均压力值(kPa);
- p_c ——基础底面处土的自重压力值(kPa);
- b, l ——水池的宽度和长度(m);
- z ——水池底板下垫层的厚度(m)
- θ ——垫层(材料)的压力扩散角($^\circ$),宜通过试验确定。无试验资料时,可按表 6.2.4 选用。

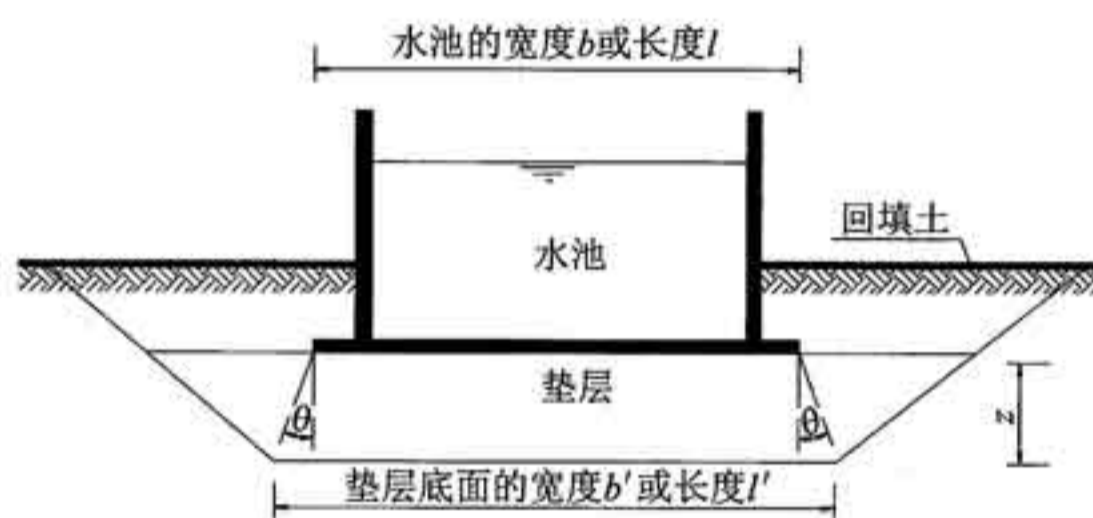


图 6.2.4 垫层的典型布置示意图

表 6.2.4 常用换填材料的压力扩散角($^\circ$)

z/l	换填材料		
	中砂、粗砂砾、砂砾石、卵石、碎石颗粒状工业废渣	粉质黏土、粉煤灰	灰土
0.25	20	6	28
≥ 0.50	30	23	

注:1 当 $z/b < 0.25$ 时,按 $z/b = 0.25$ 取值;

2 当 z/b 在 0.25~0.50 之间时, θ 可内插求得。

6.2.5 经换填处理的地基,其沉降量等于垫层本身的压缩变形量和下卧土层沉降量之和。垫层本身的压缩变形量可按下式计算:

$$s_b = \frac{p_{o,k} \cdot z}{2E_b} \left(1 + \frac{bl}{b'l'} \right) \quad (6.2.5-1)$$

式中： s_b ——垫层的压缩变形量(mm)；

$p_{0,k}$ ——水池底面处的平均压力值(kPa)；

E_b ——换填材料的压缩模量(MPa)。当换填材料为中、粗砂时，压缩模量可取 20MPa~30MPa。

下卧土层的沉降量应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行计算。

6.2.6 垫层底面的最小宽度和长度应满足水池底面应力扩散的要求，可按下列公式确定(图 6.2.4)。

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (6.2.6-1)$$

$$l' \geq l + 2z \tan \theta \quad (6.2.6-2)$$

式中： b' 、 l' ——垫层底面的宽度和长度(m)。

当垫层侧面土质较差($f_k < 120\text{kPa}$)时，垫层底部的宽度和长度宜按下列公式计算：

$$b' = b + (1.6 \sim 2.0)z \quad (6.2.6-3)$$

$$l' = l + (1.6 \sim 2.0)z \quad (6.2.6-4)$$

垫层基坑四周应按当地基坑开挖的要求放坡。

6.2.7 垫层应有足够的承载力，其值应通过现场试验确定。对一般工程，当无试验资料时，可按表 6.2.7 选用。

表 6.2.7 各种垫层的承载力

施工方法	垫层材料	压实系数	承载力特征值 (kPa)
碾压或振密	砾石、卵石、碎石	≥ 0.97	200~300
	砂夹石(石料占全重的 30%~50%)		200~250
	中、粗、砾砂		150~200
	灰土	≥ 0.95	200~250
夯实素土	150~200		

注：1 压实系数为土的控制干密度与最大干密度的比值。碎石或卵石的最大干密度可取 2.2t/m^3 ；

2 表中压实系数系使用轻型击实试验测定土的最大干密度是给出的压实度控制指标。

6.2.8 垫层材料的选用应符合下列规定：

1 当垫层材料选用砂石时，宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑，并应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。当使用粉细砂或石粉时，应掺入不少于总重量 30% 的碎石或卵石。砂石的最大粒径不宜大于 50mm；

2 当垫层材料选用粉质黏土时，土料中有机质含量不得超过 5%，且不得含有冻土或膨胀土。当含有砂石时，其最大粒径不宜大于 50mm；

3 当垫层材料选用灰土时，灰土应由石灰及土料均匀拌和而成，体积配合比可为 2：8 或 3：7；石灰宜用新鲜的消石灰，并应过筛，粒径不宜大于 5mm；土料宜采用黏性土，不得含有垃圾等有机质，使用前宜过筛，粒径不宜大于 15mm；

4 当垫层材料选用粉煤灰时，选用的粉煤灰应满足相关标准对腐蚀性和放射性的要求。粉煤灰垫层上宜覆土 0.3m~0.5m。粉煤灰垫层中采用添加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件。粉煤灰垫层中的金属构件、管网应采取防腐措施。大量填筑粉煤灰时，应经场地地下水和土壤环境的不良影响评价合格后，方可使用；

5 当垫层材料选用矿渣时，宜选用分级矿渣、混合矿渣及原状矿渣等高炉重矿渣。矿渣的松散重度不应小于 11kN/m^3 ，有机质及含泥总量不得超过 5%。垫层设计、施工前应对所选用的矿渣进行试验，确定性能稳定并满足腐蚀性和放射性的要求。对易受酸、碱影响的基础或地下管网不得采用矿渣垫层。大量填筑矿渣时，应经场地地下水和土壤环境的不良影响评价合格后，方可使用；

6 在有充分依据或成功经验时，可采用质地坚硬、性能稳定、透水性强、无腐蚀性和放射性危害的其他工业废渣，但应经过现场试验证明其经济技术效果良好、其施工措施完善后方可使用。

6.2.9 采用垫层地基时，垫层回填的施工及质量要求应根据水池

的结构和荷载情况、填料性能、场地地质条件等确定。当水池基础下全部采用垫层作地基时,应符合国家现行标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79、《建筑地基基础设计规范》GB 50007 和《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202 中的有关规定。垫层回填时每一分层的厚度不宜大于 300mm。

6.2.10 基坑开挖时,基坑底部应保留不小于 300mm 的土,待铺设垫层前最后挖除;当垫层下卧层仍为软弱土层时,垫层底部应有不小于 300mm 厚的中、粗砂层。该砂层不应计入垫层的厚度内。

6.2.11 当水池基础下局部为被填埋的塘、河等,且所填土质软弱或杂乱不均不宜用作水池地基时,可将杂填物质和底面淤泥挖除,再用与基础下其余部分地基土物理性质相近的土料换填。换填时,应在底部先铺 200mm~300mm 中、粗砂。土料应分层填,分层夯实,换填土的控制干密度宜稍大于同深度地基土的干密度。当水池基础下其余部分地基为硬土时,可用上述的砂或砂夹砾石直接分层回填。

6.2.12 当基坑近处有低于基坑底面的塘、河或深坑、可能影响垫层的稳定时,垫层施工前应先将其填实;当垫层顶面高出相邻地面时,应采取设置挡墙等措施,防止换填材料的漏失。

6.2.13 垫层底面宜设在同一高程。当垫层设计厚度不同时,垫层底面可挖成台阶或斜面,其坡度不得大于 1:2(垂直距:水平距)。施工应按先深后浅的顺序进行。

6.3 动力置换

6.3.1 当水池底板下存在承载力低、压缩性高的流塑状的软黏土层,其深度从地表或水池底板垫层底面起不大于 6m 而下卧层为硬土层时,可采用动力置换对软黏土层进行处理。

6.3.2 实施动力置换前,应在现场选择适当的地点,进行置换工艺及置换形成的碎石柱的承载力试验,以取得可靠的设计数据和置换工艺参数。

水池基础下的碎石柱体宜按等边三角形、正方形或矩形网格布置。当按等边三角形布置时,每试验点的碎石柱体数不得少于7个;当按正方形或矩形布置时,每试验点的碎石柱体数不得少于9个,其布置方式如图6.3.2。

碎石柱体的承载力可通过载荷试验确定。载荷板的面积应与碎石柱体的顶面积相等。

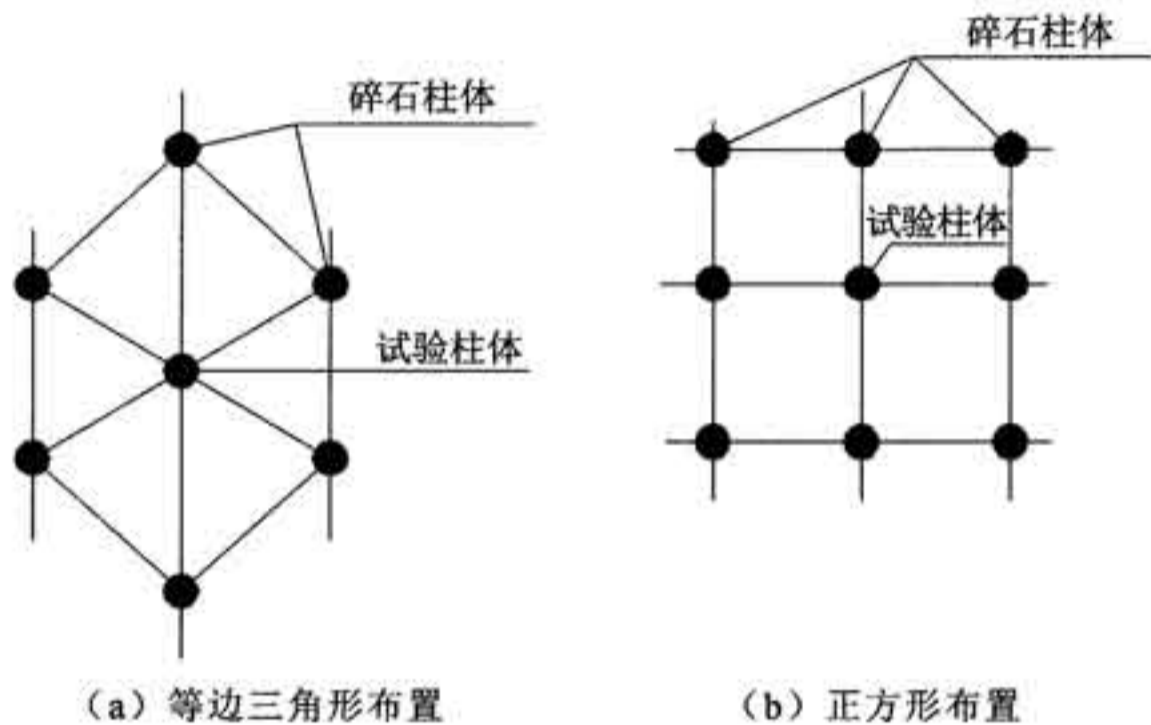


图 6.3.2 碎石柱体试验平面布置图

6.3.3 当夯击起始面为流塑状的黏性土时,夯击前,宜先在其上根据土质条件铺 1m~2m 厚的砂或残积、坡积土,以便于施工和避免夯击时软黏土被挤出地面。

6.3.4 动力置换所用的设备与强夯法所用的相同,其中夯锤直径宜取 2m 左右。

6.3.5 单击夯击能量应根据现场试验确定。施工中,每遍夯击的夯坑深度可控制在 1.5m~2.0m 左右。每夯完一遍,应向坑中填满碎石,进行下一遍夯击,直至将碎石夯至硬土层为止。

6.3.6 当水池底板在地面以下时,碎石柱顶标高宜与水池底板垫层底面平齐。柱顶夯抗临时可用土或砂填平。

6.3.7 设计时,可假定水池荷载全部由碎石柱体支承,柱体横断

面积等于夯锤面积。

6.3.8 碎石柱的布置形式与间距应根据水池的结构形式、荷载情况与经试验确定的碎石柱体的承载力确定,并符合下列规定:

1 当水池底板为板式结构时,碎石柱体可按等边三角形、正方形或矩形布置;

2 当水池底板为梁板式结构时,碎石柱体主要沿梁下布置,板下可不设或疏设;

3 当水池底板为无梁楼盖结构或带柱的梁板式结构时,每根柱下宜设碎石柱体,板下碎石柱体布置同板式结构。

6.3.9 动力置换时,水池底板外缘外应保持有一排碎石柱体。

6.3.10 动力置换施工完毕,应在水池底板范围内进行单墩静载荷试验,尚应采用动力触探等查明置换墩着底情况及密度随深度变化的情况,检验施工质量与置换效果。对饱和粉土地基,当处理后柱间土能形成 2m 以上的硬壳层时,地基承载力可通过单墩复合地基静载试验确定。检验点数不应少于柱体数量的 1%且不应少于 3 处。静载荷试验所施加的荷载不应小于设计荷载的 2 倍。

7 沉降控制复合桩基

7.0.1 当软土地基承载力基本满足要求(以底层平面面积计算)时,可设置穿过软土层进入相对较好土层的疏布摩擦型桩,由桩和桩间土共同分担荷载。该种减沉复合疏桩基础,可按下列公式确定水池底板面积和桩数:

$$A = \xi \frac{F_k - N_{wk}}{f_{ak}} \quad (7.0.1-1)$$

$$n \geq \frac{F_k - N_{wk} - \eta_c f_{ak} A}{R_s} \quad (7.0.1-2)$$

式中: A ——水池底板总净面积;

ξ ——底板面积控制系数, $\xi \geq 0.60$;

F_k ——荷载效应标准组合值,作用于水池底板底的竖向力;

N_{wk} ——水池承受的水浮力标准值(宜按照最低地下水位取值);

f_{ak} ——水池底板底地基承载力特征值;

n ——基桩数;

R_s ——单桩竖向承载力特征值;

η_c ——承台效应系数,可按表 7.0.1 取值。

表 7.0.1 承台效应系数 η_c

B_c/l	s_a/l				
	3	4	5	6	>6
0.4~0.8	0.08~0.10	0.17~0.20	0.26~0.30	0.38~0.44	0.50~0.80
>0.8	0.10~0.12	0.20~0.22	0.30~0.34	0.44~0.50	

注:1 表中 s_a/d 为桩中心距与桩径之比; B_c/l 为水池底板宽度与桩长之比。当计算基桩为非正方形排列时, $s_a = \sqrt{A/n}$;

2 当水池底为可液化土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土时,取 $\eta_c = 0$ 。

7.0.2 沉降控制复合桩基沉降计算可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定执行。

8 减小地基变形及其影响的措施

8.0.1 在进行水池的地基设计时,应充分考虑发挥地基的潜力。当软弱地基上层有一定厚度的硬土层时,宜利用该层作持力层。在利用该硬土层作持力层时,同时应考虑软弱下卧层的承载力及变形的影响。

8.0.2 在工艺流程及施工条件许可的前提下,可采用增加水池底板的埋置深度或底板适当外挑等方法,降低水池地基的附加应力以减少沉降。

8.0.3 在确定水池的平面位置及埋置深度时,同一水池宜布置在均匀的土层上,不宜跨越工程性质迥异的土层。同时,应保证施工及使用期间相邻水池或其他构筑物的结构安全和正常使用。

1 在同期或分期建造的相邻水池间或水池与相邻的其他构筑物间,应留出适当的间隙,避免这些构筑物间的相互影响而产生过大的沉降和倾斜,否则应采取适当的工程措施。

2 新建水池的埋深不宜大于相邻已建水池或其他构筑物的埋深;当新建水池的埋深大于已建水池或其他构筑物的埋深时,其允许的基础底面的高差宜根据两者的间距决定,不宜大于两者间距的 $1/2$ 。当不能满足以上要求时,应采取措施,保证已建水池或其他构筑物地基的稳定性。

8.0.4 必要时,可预估水池在施工或使用期间的地基沉降,根据预估结果适当调整水池底板的标高并合理安排施工顺序。对于相邻的水池,深度大的应先开挖施工。

8.0.5 在满足工艺流程及其他使用条件的前提下,水池的型体应力求简单,宜采用整体性良好的结构,并使水池在平面的两个主方向上均有良好的整体刚度;有条件时,可将高程不同的水池叠层布

置,以进一步提高水池的整体刚度。

8.0.6 当水池型体较复杂,或平面尺寸较大,或荷载变化较大时,宜将水池在平面上划分为若干型体简单、受荷均匀、结构合理、刚度良好的结构单元,使水池能较好地适应地基的变形。单元间可用变形缝连接。设计时,应综合考虑不同功能的缝的设置,以减少水池中各类缝的数量。

8.0.7 水池宜按先充水预压、后安装管道的施工顺序;管道宜采用柔性接口。

水池上对地基变形敏感的部分(如刮泥机轨道、出水堰等),其构造设计应考虑重新进行调整其标高或水平度的可能性。

8.0.8 对采用梁板式结构或无梁楼盖式结构的水池,板中钢筋除了应符合计算要求外,为增加其整体性,不宜全部采用分离式配筋。

8.0.9 水池在运行前应分级充水加荷。水池每次充水的深度不宜大于设计水深的 $1/3$ 或 2m ;下一级充水的时间,宜在水池的平均沉降速率小于 5mm/d 以后进行。

8.0.10 水池基坑的回填或池顶覆土,均应分层、对称、均匀地进行。

8.0.11 水池基坑开挖时,应保护基坑底面的土层,严禁扰动,基坑表面应始终注意排水,一旦开挖至设计标高应立即浇筑垫层或采取有效的保护措施(如铺设适当厚度的砂垫层等)。

对地下水位高于基坑表面的地区,开挖时应采取降低地下水位的措施,保持基坑所处的地下水位低于垫层下表面不少于 500mm 。

附录 A 处理后地基静载荷试验要点

A.0.1 本试验要点适用于确定换填垫层、预压地基、压实地基、夯实地基等处理后地基承压板应力主要影响范围内土层的承载力和变形参数。

A.0.2 平板静载荷试验采用的压板面积应按需检验土层的厚度确定,且不应小于 1.0m^2 ,不宜小于 2.0m^2 。

A.0.3 试验基坑宽度不应小于承压板宽度或直径的 3 倍。应保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用粗砂或中砂层找平,其厚度不超过 20mm 。基准梁及加荷平台支点(或锚桩)宜设在试坑以外,且与承压板边的净距不应小于 2m 。

A.0.4 加荷分级不应少于 8 级。最大加载量不应小于设计要求的 2 倍。

A.0.5 每级加载后,按间隔 10min 、 10min 、 10min 、 15min 、 15min ,以后为每隔 0.5h 测读一次沉降量,当在连续 2h 内,每 1h 的沉降量小于 0.1mm 时,则认为已趋稳定,可加下一级荷载。

A.0.6 当出现下列现象之一时,即可终止加载,当满足前三种情况之一时,其对应的前一级荷载定为极限荷载:

- 1 承压板周围的土明显地侧向挤出;
- 2 沉降急剧增大,压力-沉降曲线出现陡降段;
- 3 在某一级荷载下, 24h 内沉降速率不能达到稳定标准;
- 4 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的 6% 。

A.0.7 处理后的地基承载力特征值确定应符合下列规定:

1 当压力-沉降曲线上有比例界限时,取该比例界限所对应的荷载值;

2 当极限荷载小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时,取极限

荷载值的 $1/2$ 。

3 当不能按上述两款要求确定时,可取 $s/b=0.01$ (s 为静载荷试验承压板的沉降量; b 为承压板的宽度)所对应的荷载,但其值不应大于最大加载量的 $1/2$ 。承压板的宽度或直径大于 2m 时,按 2m 计算。

A.0.8 同一土层参加统计的试验点不应少于 3 点,各试验实测值的极差不超过其平均值的 30% ,取该平均值作为处理地基的承载力特征值。当极差超过平均值的 30% 时,应分析极差过大的原因,需要时应增强试验数量并结合工程具体情况确定处理后地基的承载力特征值。

附录 B 复合地基静载荷试验要点

B.0.1 本试验要点适用于单桩复合地基静载荷试验和多桩复合地基静载荷试验。

B.0.2 复合地基静载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合地基的承载力。复合地基静载荷试验承压板应具有足够的刚度。单桩复合地基载荷试验的承压板可用圆形或方形,面积为一根桩承担的处理面积;多桩复合地基载荷试验的压板可用方形或矩形,其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。单桩复合地基静载荷试验桩的中心(或形心)应与承压板中心保持一致,并与荷载作用点相重合。

B.0.3 试验应在桩顶设计标高进行。承压板底面以下宜铺设粗砂或中粗砂垫层,垫层厚度可取 100mm~150mm。

B.0.4 试验标高处的试坑宽度和长度不应小于承压板尺寸的 3 倍。基准梁及加荷平台支点(或锚桩)宜设在试坑以外,且与承压板的净距不应小于 2m。

B.0.5 试验前应采取防水和排水措施,防止试验场地地基土含水量变化或地基土扰动,影响试验结果。

B.0.6 加载等级可分为 8 级~12 级。测试前为校核试验系统整体工作性能,预压荷载不得大于总加载量的 5%。最大加载压力不应小于设计要求承载力特征值的 2 倍。

B.0.7 每加一级荷载前后均应读记承压板沉降量一次,以后每 0.5h 读记一次。当 1h 内沉降增量小于 0.1mm 时,即可加下一级荷载;对饱和黏性土地基中的振冲桩,1h 内沉降增量小于 0.25mm 时,即可加下一级荷载。

B.0.8 当出现下列现象之一时,可终止试验。

- 1 沉降急剧增大,土被挤出或承压板周围出现明显的隆起;
- 2 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的 6%;
- 3 当达不到极限荷载,而最大加载压力已大于设计要求压力值的 2 倍。

B.0.9 卸荷级数可为加载级数的一半,等量进行,每卸一级,间隔 0.5h,读记回弹量,待卸完全部荷载后间隔 3h 读记总回弹量。

B.0.10 复合地基承载力特征值的确定应符合下列规定:

- 1 当压力—沉降曲线上极限荷载能确定,而其值不小于对应比例界限的 2 倍时,可取比例界限值;当其值小于对应比例界限的 2 倍时,可取极限荷载的一半;

- 2 当压力—沉降曲线是平缓的光滑曲线时,可按相对变形值确定,并应符合下列规定:

- 1) 对沉管砂石桩、振冲砂石桩,可取 s/b (或 s/d) 等于 0.01 所对应的压力(s 为静载荷试验承压板的沉降量, b 和 d 分别为承压板的宽度和直径,下同);
- 2) 对水泥土搅拌桩,取 s/b (或 s/d) 等于 0.006~0.008 所对应的压力,桩身强度大于 1.0MPa 且桩身质量均匀时可取高值;
- 3) 对有经验的地区,可按当地经验确定相对变形值,但原地基土为高压缩性土层时,相对变形值的最大值不应大于 0.015;
- 4) 复合地基荷载试验,当采用边长或直径大于 2m 的承压板进行试验时, b 或 d 按 2m 计;
- 5) 按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的 1/2。

B.0.11 试验点的数量不应少于 3 点,当满足其极差不超过平均值的 30% 时,可取其平均值为复合地基承载力特征值。当极差超过平均值的 30% 时,应分析极差过大的原因,需要时应增强试验数量并结合工程具体情况确定处理后地基的承载力特征值。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;

2) 表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;

3) 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 《土工试验方法标准》GB/T 50123
- 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202
- 《建筑地基处理技术规范》JGJ 79
- 《建筑桩基技术规范》JGJ 94

中国工程建设协会标准

混凝土水池软弱地基处理
设计规范

CECS 86 : 2015

条文说明

修 订 说 明

本规范是在《混凝土水池软弱地基设计规范》CECS 86 : 96 的基础上修订而成,上一版的主编单位是原上海市政工程设计院,主要起草人是王大龄、赵成宪、陈能礼、姜洪兴,最后由沈世杰、白云格娃、张宏声审校。本次修订的主要技术内容是:①增加了主要术语;②对水池地基的最大沉降值从严控制,水池地基的最大沉降值由原来的不宜大于 300mm 调整为不宜大于 200mm。对于地基土层分布和受荷较均匀、在平面的两个主方面上均有良好刚度的整体式水池,其地基最大沉降允许值由原来的一般不宜大于 350mm 调整为不宜大于 250mm;③增加了软土地基减沉疏桩地基;④技术要求同现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的相关规定协调和统一。

目 次

1	总 则	(47)
3	基本规定	(49)
4	复合地基	(53)
4.1	一般规定	(53)
4.2	振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基	(54)
4.3	水泥土深层搅拌桩复合地基	(60)
5	预压地基和夯实地基	(64)
5.1	一般规定	(64)
5.2	预压地基	(64)
5.3	夯实地基	(65)
6	置换垫层和动力置换	(72)
6.1	一般规定	(72)
6.2	换土处理	(72)
6.3	动力置换	(73)
7	沉降控制复合桩基	(75)
8	减小地基变形及其影响的措施	(76)

1 总 则

1.0.2 关于软弱地基的范围,根据我国现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2011 第 7.1.1 条规定,软弱地基系指主要地基压缩层由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基。

在高压缩性土中,软塑的饱和黏性土和松软的素土比较常见,故在条文中特别指出。此外,一般的砂土及粉土地基不属于软弱地基,但在地震烈度为 7 度或超过 7 度的条件下,饱和砂土或粉土可能发生液化而必须进行处理,本规范也将其常用的处理方法列入。

本规范所指的水池,系指底板、壁板和顶板由钢筋混凝土整浇组合而成,且其底板支承于地基上的空间结构,其平面形状一般为圆形、正方形或矩形。底板一般为梁板式、无梁板或球壳和锥壳,壁板一般为平板或带肋板,池中可视需要设中隔墙或中间支柱。与一般意义上的以杆件结构为主的工业和民用建筑结构相比,具有平面面积大、对地基的附加应力小和对地基变形反应敏感等特点。本规范述及的几种地基处理方法,主要是根据以上特点提出。

水塔中的水柜虽也属于水池一类的构筑物,但其与地基接触的基础部分形式多样,有单独基础、环形基础和筏板基础等,加上和水柜支承系统的共同作用,平面尺寸小而空间刚度大,其受力特征与一般意义上的水池有较大的差异,不在本规范的考虑范围之内。

1.0.3 对软弱地基上的水池,特别是形体较大、结构和地基条件复杂或有其他特殊要求的水池,为了确保地基加固处理的质量,检验加固处理的效果并积累必要的资料,以进一步提高软弱地基加

固处理的技术水平,在加固处理的施工过程中和投入运转后的一段时期内,进行诸如地基变形和上部结构的应力与变形的监测是必要的。

3 基本规定

3.0.2 水池的地基加固处理方案,除了考虑工程和水文地质条件、工艺流程及使用要求和结构特点等因素外,还和工程地点的环境、施工条件与施工经验的关系十分密切;特别是施工条件及施工经验,不同地区的差异很大。所以,地基的加固处理方案应在充分掌握有关资料的基础上综合考虑,选择经济合理而且加固质量有充分保证的加固处理方案。

适用于软土地基加固处理的方法很多,新的方法也在不断地出现,已有的方法也在不断地发展和完善。本规范仅选择其中几种目前我国应用较广泛的、经实践证明是有效的和经济的方法,对其设计的主要原则和实施的关键性问题作简明扼要的规定,以指导设计。所以在制订地基处理方案时,还可以选择其他有效的处理方法。

3.0.4 根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定,地基基础设计分为甲级、乙级、丙级三个设计等级,给排水工程中很大一部分水池均可列入乙级。该规范规定,基础设计等级为甲级、乙级的建筑物,均应按地基变形设计;对于地基基础设计等级为丙级的建筑物,当有下列情况之一时,仍应做变形验算:

- 1 地基承载力特征值小于 130kPa,且体型复杂的建筑;
- 2 在基础上及其附近有地面堆在或相邻基础荷载差异较大,可能引起地基产生过大的不均匀沉降时;
- 3 软弱地基上的建筑物存在偏心荷载时;
- 4 相邻建筑距离过近,可能发生倾斜时;
- 5 地基内有厚度较大或厚薄不均的填土,其自重固结未完成时。

上海市地方标准《地基基础设计规范》DBJ 08—11—2010 规定,各种类型的地基基础设计,应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行计算和验算。对于正常使用极限状态,是指对应于地基基础达到正常使用所规定的容许变形值或达到耐久性要求的某种限值。广东省地方标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15—31—2003 对地基变形验算的规定,与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定相同。因而对软弱地基,进行变形计算是必要的。

3.0.5 关于地基变形验算的内容,不同的规范有不同的规定。现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 根据地基变形特征分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜四种。上海市地方标准《地基基础设计规范》DBJ 08—11—2010 分为沉降量、倾斜、相对倾斜或相对弯曲;广东省地方标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15—31—2003 分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜四种。倾斜为水池的两端点处地基的沉降差和距离之比。

上述的几种地基变形验算内容是针对不同的上部结构形式提出的,不同的结构形式要控制的变形不同。框架结构和单层排架结构应控制相邻基础的沉降差等。

本条将水池地基基础变形计算的内容定为最大沉降、倾斜与水池池体间的沉降差是考虑了如下几点:

(1)在水池荷载作用下,地基沉降变形的不均匀性引起的水池整体弯曲作用,是导致水池结构产生开裂破坏的重要原因之一。由于水池结构与地基共同工作问题的复杂性,各种结构类型水池的整体弯曲应力至今还没有成熟的、统一的计算方法。水池的整体弯曲应力与荷载、水池结构的整体刚度和地基的变形性质有关。当水池结构的荷载及整体刚度为一定时,地基愈软弱, E_s 值愈低,水池地基的沉降变形愈大,则其变形的不均匀性愈大,水池结构的整体弯曲应力也愈大。由于水池结构的整体弯曲应力与地基变形的不均匀性有关,而地基变形的不均匀性又与变形的大小有关,所

以水池结构的整体弯曲应力和地基变形的大小有着密切的内在联系。限制了水池地基的最大变形,实际上也在某种程度上限制了水池结构的整体弯曲应力。根据工程的实践经验,通过限制水池地基的最大沉降变形、降低水池结构的整体弯曲应力,以消除由此引起的结构开裂是可行的。

(2)控制水池地基的倾斜,目的在于:

保持水池内出人流堰口的高程及水平度的偏差在容许的范围内;保持水池内水处理工艺过程的正常进行;

保持安装在池内的各种机械设备的正常运转;

防止池内的排水、排泥系统因水池倾斜而工作受到妨碍;

防止池水因水池倾斜超过预留的余高而溢流出池外等。

(3)控制各水池间地基的沉降差,目的在于保证水池间正常水处理工艺流程。另外,这实际上也减少了连接各水池间管道两端的沉降差,从而保证管道结构或管道接口的正常工作。

在水池的最大沉降、倾斜及水池间的沉降差等变形控制中,最主要的是水池地基的最大沉降的控制,控制了水池地基的最大沉降,实际上也是一定程度上控制了水池地基的倾斜及水池间地基的沉降差。

3.0.7 原规范规定“当缺乏实测资料时,一般情况下,水池地基的最大沉降值不宜大于 300mm,对于地基土层分布和受荷较均匀、在平面的两个主方面上均有良好刚度的整体式水池,其地基最大沉降允许值可适当增加,一般不宜大于 350mm”。本次规定“当缺乏实测资料时,水池地基的最大沉降值不宜大于 200mm,对于地基土层分布和受荷较均匀、在平面的两个主方面上均有良好刚度的整体式水池,其地基最大沉降允许值可适当增加,但不宜大于 250mm”。

从水池最大沉降量的控制来看,本次规范修订较原规范严格,主要考虑:

(1)近年来水厂建设的标准有较大的提高,一些控制性指标逐

渐同国际接轨。上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司设计的上海临江水厂和上海金海水厂,所采用的工艺流程是由法国OTV提供,根据外方的工艺设计要求,各水池最大沉降量在50mm~100mm,远低于国内水池最大沉降量300mm~350mm的控制要求。在一些水厂运行过程中,也发生过水厂由于沉降量过大而引起的运营事故。

(2)现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定:体型简单的高层建筑地基基础的平均沉降量允许值为200mm;单层排架结构(柱距为6m)柱基的沉降量允许值为120mm~200mm。上海市地方标准《地基基础设计规范》DBJ 08—11—2010 规定:单层排架结构地基沉降量允许值为200mm~250mm;多层框架结构筏形基础地基沉降量允许值为150mm~200mm。广东省地方标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15—31—2003 对沉降量的控制同现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定。

4 复合地基

4.1 一般规定

4.1.1 本章所述的复合地基指在天然地基土中按一定的面积比加入垂直向的增强体后构成的地基,作用在该地基的垂直荷载由两者共同承担。实践证明,由于加入了增强体,土层的承载力可有较大的提高而压缩模量则有较显著的减小。

采用不同的施工方法和不同的增强体材料可构成具有不同性能的复合地基。目前常用于水池软弱地基处理的复合地基有振冲碎石桩和水泥土深层搅拌桩。

水泥土深层搅拌桩按施工工艺尚可分干法和湿法两种,由于干法施工工艺在一些地方受到禁止,因而本章所述仅为按湿法制作的水泥土搅拌桩。

4.1.2 复合地基承载力的计算表达式对不同的增强体大致可分为两种:散体材料桩复合地基和有黏结强度增强体复合地基。本次修订中根据国家现行标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 和《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定,进行了协调统一。

在设计表达式方面,对散体材料桩复合地基计算时桩土应力比 n 应按试验取值或按地区经验取值。但应注意地基土的固结条件不同,在长期荷载作用下的桩土应力比与试验条件时的结果有一定差异,设计时应充分考虑。处理后的桩间土承载力特征值与原土强度、类型、施工工艺密切相关,对于可挤密的松散砂土、粉土,处理后的桩间土承载力会比原土承载力有一定幅度的提高;而对于黏性土特别是饱和黏性土,施工后有一定时间的休止恢复期,过后桩间土承载力特征值可达到原土承载力;对于高灵敏性的土,由于休止期较长,设计时桩间土承载力特征值宜采用小于原土承

承载力特征值的设计参数。

复合地基承载力设计时的参数取值对设计计算的合理性密切相关。当有充分的试验资料作为依据时,可直接按试验的综合分析结果进行设计。

对于工程设计的大部分情况,采用初步设计的估算值进行施工,并要求施工结束后达到设计要求,设计人员的地区工程经验非常重要。首先,复合地基承载力设计中增强体单桩承载力发挥和桩间土承载力发挥与桩、土相对刚度有关,相同褥垫层厚度条件下,相对刚度差值越大,刚度大的增强体在加荷初始发挥较小,后期发挥较大;其次,由于采用勘察报告提供的参数,其对单桩承载力和天然地基承载力在相同变形条件下的富余程度不同,使得复合地基工作时增强体单桩承载力发挥和桩间土承载力发挥存在不同的情况,当提供的单桩承载力和天然地基承载力存在较大的富余值,增强体单桩承载力发挥系数和桩间土承载力发挥系数均可达到 1.0,复合地基承载力载荷试验检验结果也能满足设计要求。

4.1.4 复合地基沉降计算目前仍然以经验方法为主。本次修订中参照国家现行标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 有关规定计算。

4.1.5 复合地基沉降计算目前仍然以经验方法为主。本次修订中参照国家现行标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 有关规定计算。

4.2 振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基

4.2.1 振冲碎石桩系用碎石等坚硬材料分批填入由振冲器在地基中形成的孔内,经由下而上及时振密而形成的密实桩体。桩体与地基土共同作用,组成复合地基,承受水池的荷载。

振冲碎石桩适用于粉土、不排水抗剪强度 $C_u \geq 20\text{kPa}$ 的黏性土和素填土等地基的加固处理。

近年来国内在振冲碎石桩加固软土地基的技术方面有了很大

的发展,应用的范围对黏性土也突破了 $C_u \geq 20\text{kPa}$ 的界限。在不少工程中,对 $C_u < 20\text{kPa}$ 的饱和黏性土地基采用振冲碎石桩处理也取得了成功,其经验是:

- (1)采用较大的置换率 $m(0.3 \sim 0.4)$;
- (2)施工要有素质良好和经验丰富的施工队伍;
- (3)在具有相当地基处理经验的工程技术人员的指导下进行。

试验表明,土对碎石桩的侧向约束力愈大,桩传递垂直荷载的能力愈强。一般在 C_u 值较大的土体中,碎石桩受的约束力较大,侧向变形相对较小,故其承载能力较高;在 C_u 值较小的土体中,相对的碎石桩所受的约束力较小,侧向变形增大,其承载能力相对的也较小,从而导致垂直变形也增大。为此,对 $C_u < 20\text{kPa}$ 的软黏土地基,进行现场试验是十分重要的。为慎重起见,黏性土的加固处理,本规范仍以不排水抗剪强度 $C_u \geq 20\text{kPa}$ 的软黏性土为限。

4.2.3 经碎(砂)石桩处理的水池地基,当其附近有边坡或在其临近进行基坑开挖施工时,应进行滑动稳定性验算。此时可根据复合地基抗剪强度 τ_{sp} ,用圆弧滑动法进行计算。

$$\tau_{sp} = (1 - m)C_0 + m(\mu_p P + r_p z) \text{tg}\phi_p \cos^2 \theta \quad (1)$$

$$\mu_p = \frac{n}{1 + m(n - 1)} \quad (2)$$

式中: C_0 ——桩间土粘聚力(kPa)。由于在软黏性土中,滑动常产生于加荷后的初期,故宜采用天然地基的粘聚力;

μ_p ——应力集中系数;

r_p ——碎石料的重度(kN/m^3);

z ——自地面算起到滑动面的深度(m);

ϕ_p ——碎石料的内摩擦角($^\circ$),可在 $35^\circ \sim 45^\circ$ 间选取;

θ ——某深度 z 处滑动面与水平面的交角($^\circ$);

m ——复合地基边中的桩体面积置换率;

n ——桩数。

4.2.4 桩体材料以就地取材为原则,可采用碎石、卵石、圆砾、角

砾、含石砾砂等。对于矿渣的采用应慎重,当确定其具有足够的强度、稳定性、对地基土无侵蚀性和不污染地下水时方可采用。

对于对承载力要求较低的小型水池,当地下水位较低时,软弱地基也可采用碎砖或不含有机质的建筑垃圾作桩体材料。

4.2.5 关于振冲碎石桩的布置常采用等边三角形或正方形。一般等边三角形主要用于大面积加固,正方形主要用于单独基础、条形基础和小面积局部加固。但这不能一概而论,宜根据具体情况和需要选择。如正方形主要用于单独基础,必要时也可以在正方形中间加一根桩而形成梅花形。

当桩体以等边三角形布置时,桩的有影响范围为正六边形,如图 1(a)所示。若其影响范围用一个等效影响圆取代时,该圆的直径:

$$d_e = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}}s = 1.050s \quad (3)$$

当桩体以正方形布置时,桩的影响范围为正方形,如图 1(b)所示。若其影响范围用一个等效影响圆取代时,该圆的直径:

$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi}}s = 1.128s \quad (4)$$

式中: s ——桩的间距。

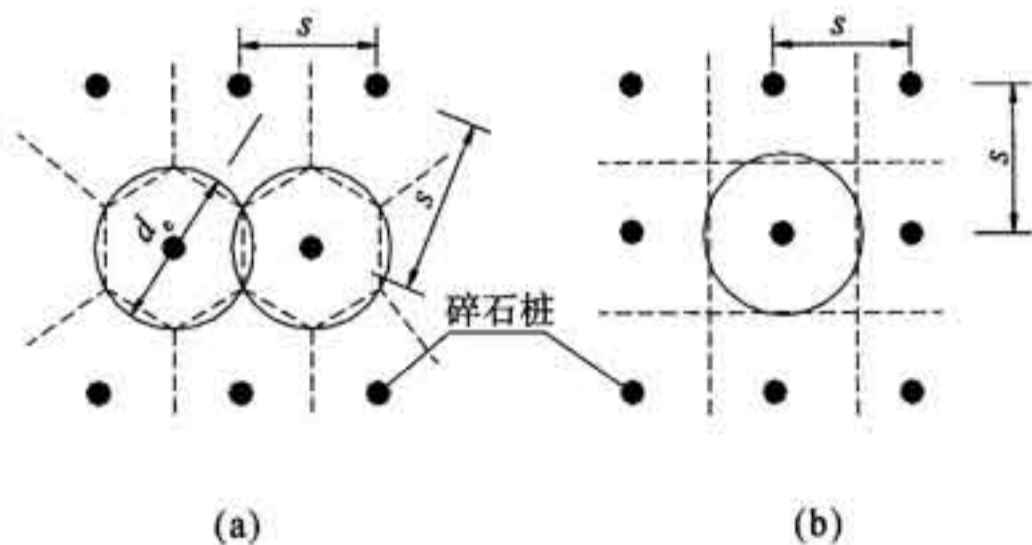


图 1 桩的影响范围

4.2.6 在水池基础范围外增设振冲碎石桩的排数宜根据基础下的土体性质、荷载大小、处理厚度和环境条件等决定。基础下土质差、荷载大、处理深度大或附近有边坡时可增设 2~3 排桩,反之增设 1~2 排桩。

水池基础外增设桩的作用是减小基础下桩体的侧向变形,提高复合地基的承载力。室内模拟试验证明,有护桩的单桩复合地基较无护桩的单桩复合地基承载力可提高 29%。

4.2.7 关于振冲碎石桩施工时的振动影响,根据现场测振试验,距振冲器 1m 以外,最大振动加速度小于 1cm/s^2 。当建筑物在振冲孔中心 3m 以外时,振动对其已基本无影响。但当施工现场有危房存在或对防震有严格要求的设备时,为防止意外,施工前应采取防护和隔震措施(如挖防震沟等),同时施工过程中应加强观测。

4.2.8 在施工过程中必须对填料量、密实电流和留振时间三者进行严格的控制,这是保证振冲碎石桩质量的关键。

(1)填料量。宜按试验确定的适宜填料量或根据经验确定的填料量进行施工控制。加料时不宜过急过猛,应循序逐次加填。应特别注意碎石桩底部密实度。一般情况下,桩体底部所需填料相对较多,这是由于在底部振密时,填料除了挤向周围土层外,还有部分向桩底土层挤入,这在软黏土层中加固时更为明显。另一方面,在初加料时也可能有一部分填料黏留于孔壁致使落到孔底部的料量减小。桩底是整个碎石桩的基础。经验表明,在施工中已发现的质量较差的碎石桩中,很大一部分为没有良好的桩底。因此,保证碎石桩具有良好的桩底质量是碎石桩施工中重要的一环。另外,碎石桩顶部的质量在施工中也需要特别注意。

(2)密实电流。所谓密实电流是指振密碎石桩体所需要的电流值。因此,不能将振冲器刚接触填料时的瞬间电流作为密实电流。密实电流是振冲器在一定深度处振密桩体填料时的稳定电流值。对于 30kW 振冲器,软黏土地基中常用的密实电流值为 50A~55A。

(3)留振时间。振冲器不仅使填料振密,且使填料挤入孔壁土中,从而使桩径扩大。由于填料的逐渐挤入,孔壁土的约束力增大,一旦约束力与振冲器所产生的振力相等,桩径不再扩大,振冲器所需的电流值迅速增大。从振冲开始到电流值迅速增大时即为振密该段桩体所需的时间,即留振时间。

每倒入一批填料进行振密时,都应记录其深度、填料量、振密时间和电流量。

4.2.11 在制桩过程中,由于振动、挤压和冲击等原因,桩间土在施工早期会出现强度下降,随着时间推移,强度会逐渐增长,甚至会超过天然土强度。然而,对不同土质,地基土强度增长的幅度又各不相同。对饱和软土,地基土增长幅度可接近原来天然土时的强度值。

桩土应力比是一个重要的计算参数,反映着桩土应力的集中程度,它与桩、土的相对刚度、桩长、面积置换率、应力水平、垫层性质和时间等因素有关。国内对桩土应力比 n 的确定及影响因素开展了大量研究。钱征(1990)统计分析了已发表的关于碎石桩复合地基载荷试验测得的桩土应力比值,发现了大部分资料的桩土应力比随平均应力的增大而增大,如表 1。李杰和方永凯(1989)则根据有关试验资料建立了桩土应力比 n 与天然地基承载力的对应关系,如表 2 所示。韩杰(1989)曾通过三项碎石桩复合地基载荷试验中桩、土应力量测发现,桩土应力比 n 与荷载 p 之间存在临界荷载(近似等于复合地基比例界限荷载 p_0),即当 $p < p_0$ 时, n 随 p 的增大而增大,然后当 $p > p_0$ 时, n 随 p 的增大而减小。理论计算表明,置换率较小时,桩土应力比较大,但其变化幅度不大。

表 1 碎石桩复合地基桩土应力比 n 与荷载 p 间关系

p (kPa)	n 值范围	n 平均值	n 建议值
100~120	2.00~3.40	2.70	2.70
120~140	2.00~3.25	2.88	2.80

续表 1

ρ (kPa)	n 值范围	n 平均值	n 建议值
140~160	2.0~4.10	3.05	3.10
160~180	1.90~4.40	3.15	3.20
180~200	1.85~4.25	3.39	3.40

表 2 桩土应力比 n 与天然地基承载力 f_0 对应关系

f_0 (kPa)	<50	50~70	70~100	>100
n	3.5~3.2	3.2~3.0	3.0~2.0	2.0~1.5

对砂土和粉性土,采用振冲碎石桩处理后,往往桩身模量和被挤密后的桩间土的模量比较接近,应把处理后的地基作为密实的砂土或粉性土地基,地基承载力设计值应按现场复合地基载荷试验确定。

4.2.12 振冲碎石桩的顶层,由于桩间土的上覆压力小,桩体所受的约束小,桩顶易成为松散层,需部分加以挖除并于铺设垫层时一并夯实或压实。

在地下水位高的场地,在铺设垫层时应在桩间土上先铺100mm的砂。这是由于碎石垫层虽经夯实或碾压,但其间仍有空隙,地下水位高时,孔隙中充满了水,这部分水会软化下层的土,在荷载的作用下,软化了的土被挤入碎石中,从而增加了水池的附加沉降量。增设这层砂可免除上述情况的产生。这种情况仅限于黏性土地基。

4.2.13 振冲碎石桩在施工过程中,地基的结构受到一定程度的扰动,强度有所降低,需经过一段时间的休置才能得到恢复。恢复时间的长短根据土的性质确定,因此,要经过适当的休置期后方可进行检验测试。

对振冲碎石桩的检验目的:一是检查桩体质量是否符合要求,如不符合,应及时研究采取补救措施,这是施工质量检验;二是验

证复合地基的性能是否符合设计要求,这是加固效果检验,宜根据场地的工程地质条件和工程的重要性确定检验项目。

施工质量检验常用的方法有单桩载荷试验;对于桩间土应根据土体性质选用十字板试验、静力触探试验和标准贯入试验。

加固效果检验常用的方法有单桩复合地基载荷试验和多桩复合地基载荷试验。

检验可采用随机抽样法选择有代表性的或土质较差的地段进行。

对检验时的钻探孔应在完成检验后及时用砂回填密实,不得隔日回填。

4.3 水泥土深层搅拌桩复合地基

4.3.1 水泥土深层搅拌桩是利用水泥等材料作为固化剂通过特制的搅拌机械,就地将软土和固化剂(浆液或粉体)强制搅拌,使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土,从而提高地基土强度和增大变形模量。根据固化剂掺入状态的不同,它可分为浆液搅拌和粉体喷射搅拌两种。前者是用浆液和地基土搅拌,后者是用粉体和地基土搅拌。

水泥土搅拌法加固软土技术具有其独特优点:最大限度地利用了原土;搅拌时无振动、无噪声和无污染,对周围原有建筑物及地下沟管影响很小;根据上部结构的需要,可灵活地采用柱状、壁状、格栅状和块状等加固形式。

水泥固化剂一般适用于正常固结的淤泥与淤泥质土、黏性土、粉土、素填土(包括冲填土)、饱和黄土、粉砂以及中粗砂、砂砾(当加固粗粒土时,应注意有无明显的流动地下水)等地基加固。

根据室内试验,一般认为用水泥作加固料,对含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等黏土矿物的软土加固效果较好;而对含有伊利石、氯化物和水铝石英等矿物的黏性土以及有机质含量高,pH值较低的酸性土加固效果较差。

在某些地区的地下水中含有大量硫酸盐(海水渗入地区),因硫酸盐与水泥发生反应时,对水泥土具有结晶性侵蚀,会出现开裂、崩解而丧失强度。为此应选用抗硫酸盐水泥,使水泥土中产生的结晶膨胀物质控制在一定的数量范围内,以提高水泥土的抗侵蚀性能。

在我国北纬 40° 以南的冬季负温条件下,冰冻对水泥土的结构损害甚微。在负温时,由于水泥与黏土矿物的各种反应减弱,水泥土的强度增长缓慢(甚至停止);但正温后,随着水泥水化等反应的继续深入,水泥土的强度可接近标准养护强度。

4.3.2 对于泥炭土、有机质含量大于5%或pH值小于4的酸性土,如前述水泥在上述土层有可能不凝固或发生后期崩解。因此,必须进行现场和室内试验确定其适用性。

4.3.3 对拟采用深层搅拌桩法加固地基的工程,除进行常规的工程地质勘察外,应特别注意查明下列项目:

(1)有机质含量。有机质使土层具有较大的水容量、塑性及较大的膨胀性和低渗透性,并使土具有一定的酸性。有机质含量高会阻碍水泥水化反应,影响水泥土的强度增长,故对有机质含量较高的明、暗浜填土及吹填土应予以慎重考虑。

(2)地下水的侵蚀性。如前所述的磷酸盐离子、镁离子等侵蚀性,当pH值低时,可能使水泥土加固作用无效。

(3)填土层的组成。特别是大块物质(石块和树根等)的尺寸和含量。大块石对水泥土搅拌法施工速度有很大的影响,所以必须清除大块石等再予以施工。

4.3.4 进行室内水泥土配比试验的目的是:

(1)验证水泥土深层搅拌法加固拟建水池场地软土地基的适用性,选择加固时需要采用的最适合的水泥品种和等级;

(2)求取适合该工程和场地的软土地基的最佳水泥掺入量、水灰比和选用的最合适的外掺剂及其掺入量;

(3)了解拟采用的水泥土的强度及其增长规律,求取龄期与强

度的关系。

用于制备水泥土试块的土应具有代表性,一般可根据拟建场地的地基土的物理力学性质指标,分区、分段选取。

4.3.5 采用水泥作为固化材料,在其他条件相同时,在同一土层中水泥掺入比不同时,水泥土强度将不同。由于块状加固对于水泥土的强度要求不高,因此为了节约水泥,降低成本,根据工程需要可选用 32.5 级水泥,7%~12% 的水泥掺量。水泥掺入比大于 10% 时,水泥土强度可达 0.3MPa~2MPa 以上。一般水泥掺入比 α_w 采用 12%~20%,对于型钢水泥土搅拌桩(墙),由于其水灰比较大(1.5~2.0),为保证水泥土的强度,应选用不低于 42.5 级的水泥,且掺量不少于 20%。水泥土的抗压强度随其相应的水泥掺入比的增加而增大,但因场地土质与施工条件的差异,掺入比的提高与水泥土增加的百分比是不完全一致的。

水泥强度直接影响水泥土的强度,水泥强度等级提高 10MPa,水泥土强度 f_{cu} 约增大 20%~30%。

外掺剂对水泥土强度有着不同的影响。木质素磺酸钙对水泥土强度的增长影响不大,主要起减水作用;三乙醇胺、氯化钙、碳酸钠、水玻璃和石膏等材料对水泥土强度有增强作用,其效果对不同土质和不同水泥掺入比又有所不同。当掺入与水泥等量的粉煤灰后,水泥强度可提高 10% 左右。故在加固软土时掺入粉煤灰不仅可消耗工业废料,水泥强度还可有所提高。

4.3.6 水泥土深层搅拌桩的平面布置形式宜根据水池的结构、荷载情况和场地的工程地质条件采取柱状、壁状和格栅状等形式。

柱状水泥土搅拌桩是一般水池常采用的地基加固形式,由水泥土搅拌桩和桩间土共同作用,构成复合地基。这种形式可以充分利用桩身强度和桩周摩阻力。

壁状和格栅状水泥土搅拌桩的加固形式适用于上部结构荷载大且对变形要求高的水池,采用这两种水泥土搅拌桩进行地基加固,可以有效地减小地基的不均匀沉降。

4.3.7 在每一个施工现场,因土质的差异、水泥品种与等级的不同等原因,水泥石搅拌桩的质量会产生较大的差异。为此搅拌桩施工前,宜按水泥石深层搅拌桩的施工工序和制作工艺,在现场制作数根试验桩,以确定水泥浆的水灰比、泵送时间、搅拌机提升速度和重复搅拌次数等参数。

水泥石桩具有刚性桩的特点,桩端穿越软弱土层到达承载力相对较高的土层,有利于控制沉降。

4.3.8 桩间土承载力折减系数 β 是反映桩土共同作用的一个参数。如 $\beta=1$ 时,则表示桩与土共同承受荷载,由此得出与柔性桩复合地基相同的计算公式;如 $\beta=0$ 时,则表示桩间土不承受荷载,由此得出与一般刚性桩基相似的计算公式。实际上桩身强度对 β 系数也有影响。即使桩端是硬土,但桩身强度很低,桩身压缩变形依然很大,此时桩间土就承受较大的荷重, β 值可能大于 0.5。

确定 β 值还应根据工程对沉降要求而有所不同。当工程对沉降要求控制较严时,即使桩端是软土, β 值也应取小值,这样较为安全;当工程对沉降要求控制较低时,即使桩端为硬土, β 值也可取大值,这样较为经济。

4.3.10 根据实际施工经验,搅拌法在施工到顶端 300mm~500mm 范围时,因上覆土压力较小,搅拌质量较差。因此,其场地整平标高应比设计确定的基地标高再高出 300mm~500mm,桩制作时仍施工到地面,待开挖基坑时,再将上部 300mm~500mm 的桩身质量较差的桩段挖去。

5 预压地基和夯实地基

5.1 一般规定

5.1.1 当拟建水池的地基不能满足承载力或变形的要求时,可根据地基土体性质采取适当的处理办法,使其达到要求的密实度,并使其沉降在处理过程中基本上或大部分完成,以满足用作水池地基的要求。

5.1.2 对于软黏土和冲填土地基,可采用的处理方法有加载预压法、真空预压法或强夯法等。对于疏松砂土和粉土地基,可采取强夯法或振冲密实碎石桩加固处理。经处理后的地基土,除了提高承载力、减小受荷后的变形外,并可提高其抗液化的能力,保持地基在地震作用下的稳定性。

5.2 预压地基

5.2.1 预压地基在软土地基处理中具有方法简单和效果明显的优点。由于预压荷载作用,软土中的空隙水压力逐渐消散,土体被压密,从而导致地基土强度提高和压缩性降低。

加载预压的基本原理就是通过增加总应力使土体中的孔隙水压力消散,以提高地基土的有效应力,所以对任何成因的软土都可以适用。

5.2.2 对拟采用加载预压进行软弱地基处理的工程,工程地质勘察工作应查明场地的工程地质条件和地下水的情况,除钻探取样外,尚应进行必要的原位测试如静力触探试验和十字板剪切试验等。土工试验除土工试验项目外,还应提供各层地基土的垂直 c_v 和水平 c_h 向的固结系数,各层地基土的空隙比和固结压力($e-p$)关系曲线及由三轴 UU 试验和 CU 试验求得的各层地基土的抗剪

强度值。

5.2.4 超载预压指预压荷载大于水池设计荷载的预压。经过超载预压,使土层的固结压力大于水池使用荷载下的固结压力,原来的正常固结地基土将处于超固结状态,这样可以减小水池地基在使用荷载下的变形。

5.2.6 垂直排水设施一般可为普通砂井、袋装砂井或塑料排水带等。由于采用了排水设施,可大大缩短孔隙水从土体中排出的距离,从而导致预压区地基土固结速度的快速增加。

5.2.7 对于塑料排水带的当量换算直径 d_p ,虽然许多文献都提供了不同的建议值,但至今还没有结论性的研究成果,本规范公式(5.2.7)是著名学者 Hansbo 提出的,在国内工程上也普遍采用。

5.2.9 当地基土质较软且预压荷载较大时,为了防止在加荷过程中地基土体的破坏,预压荷载宜分级逐渐施加,即在前期荷载作用下,地基强度经检测增加到适当值时方可加下一级荷载。

5.2.10 关于水池地基最终沉降值的计算如本规范公式(5.2.10)所示,这是我国广泛采用的计算公式。关于经验系数 ξ ,宜按地区的工程实践经验确定。一般在地基土质软、水池荷载大时取大值;但若地基土质虽软,而水池埋置深度较深,此时作用在地基土上的附加压力可能较小,在这种情况下, ξ 仍宜取小值。

预压荷载下水池地基的变形包括瞬时变形、主固结变形和次固结变形三部分。次固结变形大小和土的性质有关。泥炭土、有机质土或高塑性黏性土土层,次固结变形显著,而其他土则所占比例不大,如忽略次固结变形,则受压土层的总变形由瞬时变形和主固结变形两部分组成。主固结变形工程上通常采用单向压缩分层总和法计算。

5.3 夯实地基

5.3.1 强夯法对砂土和含水量低的素填土和杂填土等地基的加固效果,已为实践所证明。对低含水量的粉土和黏性土地基的加

固也有效果。但对于饱和淤泥质黏性土,应根据土的性质、形成条件和工程设计要求等,通过现场试验确定其可行性。根据工程实践经验,对于含水量 $w < 50\%$ 的由沉积形成的饱和淤泥质黏性土,当夯点间设置竖向排水设施(袋装砂井或塑料排水带)并在夯击区表面设置与竖向排水设施连通的水平向排水设施(砂垫层、碎石垫层或纵横排水砂沟等)时,强夯法也起到了较好的效果。经夯实处理后的上述淤泥质黏性土可以作为一般荷载条件下的水池地基。

5.3.2 由于淤泥质地基土的复杂性,施工前应根据建筑场地的地质条件和荷载情况选择有代表性的场地做试验,以确定其适用性和主要的设计和施工参数。

5.3.3 有效加固深度是指地基经过强夯加固后,其强度的提高和压缩模量的增大均是比较明显的范围。实际上该深度的影响因素很多,除了夯击能量外,还有地基土性质、土层埋藏顺序及地下水位等。因此,本规范给出的有效加固深度公式是近似的,仅作估算之用。

对于强夯的有效加固深度,强夯法的首创者 Menard 曾提出过一个经验公式:

$$h = \sqrt{WH} \quad (5)$$

式中: h ——有效加固深度(m);

W ——锤重(t);

H ——锤的落距(m)。

但实践证明,用上述公式估算强夯的有效加固深度是偏大了。我国根据大量实际测试的结果,将上述公式修正为:

$$h = \alpha \sqrt{WH} \quad (6)$$

式中: α ——修正系数;

W ——锤重(kN);

H ——锤的落距(m)。

该公式即本规范公式(5.3.3),其中修正系数 α 根据地基土种类、性质、土层厚度和埋藏顺序、地下水位以及强夯的其他参数等

综合考虑; α 值可在 0.16~0.25 之间选取。对于淤泥质土, α 宜取较小值。

5.3.4 每个夯坑夯击总能量为锤重×落距×击数。单位夯击能量为夯击总能量除以夯坑总面积,其值应根据地基土的性质和加固后要求地基土达到的强度和变形性质确定。一般加固黏性土比加固砂性土所需的单位夯击能要大。

强夯夯沉量随夯击能的增加而增大,但对于具体的地基土土层,则有一个限度,超过了这个限度,能量再大也无法夯实,对于饱和软黏土则有可能夯成弹簧土。因此存在着所谓的“最佳夯击能”。理论上最佳夯击能是在这样的夯击作用下,地基土中出现的孔隙水压力与土体的自重压力相等。在黏性土中,由于孔隙水压力消散得慢,当夯击能逐渐增大时,孔隙水压力也逐渐叠加,因而在黏性土中,宜根据孔隙水压力的叠加情况来确定最佳夯击能。但孔隙水压力沿深度上是上大下小,而土体的自重压力则是上小下大,因此在实践中,还是通过现场试验确定具体土体的最佳夯击能。

5.3.5 每个夯点的夯击次数,应在施工前的现场试验阶段确定。夯击次数因地基土性质、土层厚度、地下水位高低和工程要求的不同而有所不同。在具体场地的条件下,每夯点的夯击次数以达到地基土的竖向压缩模量最大而夯坑周围地面隆起最小为原则。夯击过多不但不能增加软土的密实度,反而可能使软土形成弹簧土。每夯点的击数一般用下述的方法决定:

(1)按有效击实系数控制:

$$\text{有效击实系数} \quad \beta = \frac{V - V_s}{V} = \frac{V_c}{V} \quad (7)$$

式中: V ——夯坑体积(m^3);

V_s ——夯坑周围土体隆起体积(m^3);

V_c ——夯坑土体有效压缩体积(m^3)。

有效击实系数愈大,强夯加固的效果愈好。

(2)按最后两击累计夯沉量之差小于 50mm~80mm 控制,锤

底静压力小于 30kPa 时取下限,大于 30kPa 时取上限。前后两击夯沉量接近时,表明再增加夯击数是没有意义的。对软土,每夯击点的夯击数可为 4~10 击。

5.3.6 夯击遍数根据工程需要、地基土性质和压缩层厚度等综合确定。软土的含水量愈高,压缩层的厚度愈大,需要夯击的遍数愈多。对水池基础下的饱和黏性土地基,可分 3 遍夯击。

对基础面积大而地基含水量高的软土,一般情况下,夯击遍数应以总夯沉量不小于计算最终沉降量的 70%~80%且残余沉降值小于 300mm 为原则。但在工程实践中,水池的池群总体布置、水池单体的结构布置及与之连接的管道方式等变化幅度很大。而在不同情况下,水池及管道对由残余沉降引起的不良后果的敏感度也有很大的差异,因之夯击遍数可根据实际情况的不同进行调整,以满足工程的需要。

满夯指对全部大能量夯击完毕的场区进行低能量的锤印相互搭接的夯击,目的在于使表层 1m~2m 内被夯松了的土体和坑内的回填土得到夯实。因此应根据强夯后表层土和夯坑回填土的情况,确定满夯的能量和遍数,一般满夯一次,必要时可进行二次。满夯的单击能量不宜大于 1000kN·m。

5.3.7 对建于软土地基上的水池,强夯加固时,夯点常按正方形网格布置,并用插挡法分遍夯击(如图 2 所示)。这样做的目的可以使以夯击引起的孔隙水压力有充分的时间消散,同时也便于进行夯击施工,保证地基加固的均匀性,以取得较好的加固效果。

5.3.8 夯点间距可根据地基土性质、软土层厚度、夯锤底面积和要求加固处理的深度综合考虑。为了使深层土得到加固和减少由夯击引起的孔隙水压力的叠加,易于孔隙水的消散,并也便于施工机具的运转,每遍的夯击点之间应保持适当的距离,第一遍可取 6m~9m。如果夯点间距太小,相邻夯点的加固效应将在浅层叠加而形成硬层,这将影响夯击能向深层传递;另外,夯距太小,夯击时上部土体易向已夯成的夯坑中挤出,造成坑壁坍塌,夯锤下落时

歪斜或倾斜；夯距太小，也不利于夯击引起的孔隙水压力的消散。

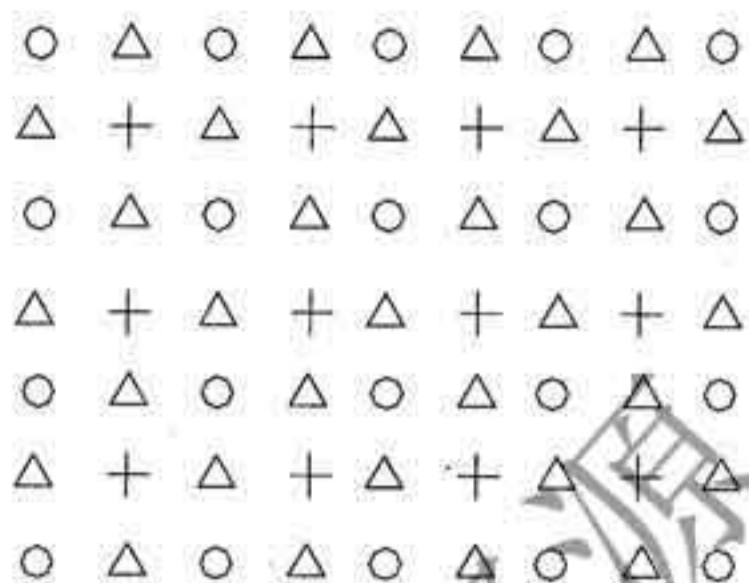


图2 正方形网格插档强夯示意图

注：○—第一遍夯点；+—第二遍夯点；△—第三遍夯点

5.3.9 当地基土为高含水量的软黏土且土层较厚时，两遍夯击之间的间歇时间要长，使孔隙水压力有足够的时间消散，从而提高强夯的加固效果。间歇时间宜根据强夯试验中孔隙水压力消散的监测结果确定。

对于细颗粒土，如不设置袋装砂井之类的排水设施，需要20d左右或更长时间，才能使孔隙水压力消散70%~80%；当设置袋装砂井和相应的水平排水设施时，7d内孔隙水压力可以基本消散。

5.3.10 为了减少水池周边地基土的侧向变形和不均匀的“边界现象”对水池结构的不良影响，将强夯加固范围扩大于水池基础范围之外，可大大减少水池地基的差异沉降。

5.3.11 目前国内常用的起重设备为履带式吊车，它具有稳定性较好、行走方便和施工速度快等优点。缺点是不能随时调整夯锤的落距。吊车的性能应根据工程需要的锤重和落距而定。一般情况下，其起重能力宜为夯锤重的2~3倍，以克服起吊时锤与地基间的吸力及摩阻力；吊车的起吊高度可用10m~20m。夯击时应

采取措施防止臂杆后仰。

5.3.12 夯锤宜为圆柱形锤或圆台形锤。方形锤在多次夯击时锤印不易复合,造成棱角着地或着地时倾斜,导致夯击能力损失,影响加固效果。锤重宜根据工程的需要确定,锤中应有若干个上下贯通的排气孔,以减小夯击时能量的损失和起吊时锤与地基间的吸力。

锤的面积根据加固深度的要求而定。理论上要求加固的深度大,锤底的面积及锤重也应大。夯锤底面积可为 $3\text{m}^2 \sim 6\text{m}^2$,锤底单位面积静压力可取 25kPa ,有条件时可增加至 40kPa 。

锤体的材料以用钢质为优,因为钢锤本身在夯击时变形较小,能量损失也较小。

当锤重超出吊车卷扬机能力时,可利用滑轮组并借助脱钩装置来起落夯锤。脱钩装置在落锤时采用自动脱钩。自动脱钩装置要有足够的强度,且动作灵活。

5.3.13 为了创造良好的施工条件,施工前应平整场地,耕植土应予以挖除。当表层土为细粒土且地下水位较高时,地面应铺设适当厚的砂、砂夹卵石或碎石,以便于施工机械的通行和施工的安全操作,提高夯击效率。同时,当设置袋装砂井等排水设施时,可以用作水平向的排水设施,提高夯击效果。

5.3.14 当强夯加固区的边长大于 30m 时,可在中间设置网格形的排水沟,排水沟间距不宜大于 15m 。强夯加固区的周围也应设置排水沟,以便及时排出雨水和强夯后排出地下水。特别当采用袋装砂井或塑料排水带之类的竖向排水设施时,排水沟的设置是提高加固效果的重要保证。

由于地基土含水量的高低和地下水位的高低对强夯效果的影响很大,因此在地下水位高和降雨多的地区,当采用强夯加固地基时,宜选择一年中地下水位低和少雨季节进行,以取得较好的加固效果,并方便施工。

5.3.15 夯锤从高处落下时,将产生持续 $1\text{s} \sim 3\text{s}$ 的地基振动。按

照目前常用的强夯能量等级,当场地附近 15m 范围内有建(构)筑物或地下管线时,应做好防震或隔震措施,如预先加固或挖防震沟等。防震沟深度宜为 2m~3m。在施工过程中应加强观测。对振动有特殊要求的建筑及精密仪器设备,当可能受到振动影响时,可按照强夯时该处的地面最大加速度,参照国家现行抗震设计标准考虑加固或其他防护措施,但该处的地面最大加速度应通过强夯时的测试或其他可靠的资料确定。

5.3.17 施工因素对强夯加固地基的效果影响很大,不进行检验无法了解强夯后地基是否满足工程的需要。因而在强夯施工后,进行质量检验必不可少。

6 置换垫层和动力置换

6.1 一般规定

6.1.1 当水池地基地部全部或局部为软弱土层且其承载力或变形不能够满足要求时,均可用置换法进行地基处理,提高地基的工程性能。但如果软弱土层过厚且水池荷载要求较大的置换深度时,则应与其他地基加固处理方案进行技术经济的综合分析比较,论证采用此法的优越性。习惯上置换垫层多用于地基的浅层处理。

水池下局部存在软弱土层,多是被填埋了的塘、河之类所在。遇到这种情况,首先应了解其范围和深度(包括底部淤泥厚度),再根据水池其他部分地基土体的性质和水池的结构、荷载等情况考虑处理的方法。一般情况下,其深度不会太大,可考虑采取换填处理。

6.1.2 在我国沿海地区,当利用近海滩涂进行建设时,可能遇到厚度不大的海相黏土。这种土含水量高,空隙比大,压缩性高,强度很低,处理困难,采用动力置换较有效。

6.2 换土处理

6.2.1 换土处理是将水池地基基础下的软弱土层全部或部分挖除,换以砂、石、土或其他合适的材料并分层夯实、压实或振实,以提高地基承载力并减少地基沉降的一种地基处理方法。置换后形成的人工土层称为垫层。

对于平面面积较大的水池,除非软弱土层较薄,否则垫层的厚度要做得很厚才能收到较显著的应力扩散效果,才能较明显地增加地基的承载能力并减少地基的沉降。但是,为了做成厚垫层而

加深加大基坑的尺寸往往不是很经济且增加施工的难度。因此,换土处理一般用于小型水池,或基础下软弱土层厚度不大时,或仅局部存在时。

6.2.2 在确定地基处理方法之前,应先对水池场地的工程地质和水文地质条件有充分的了解,特别是软弱土层在水池下的分布范围及性能、下卧土层的情况、地下水文及其季节性变化等。此外,尚应了解当地可用作垫层的材料、当地的技术条件和具有的施工设备情况。在此基础上,结合水池的结构特点和荷载情况等进行分析比较,本着就近取材的原则,以降低处理费用。

6.2.8 选用垫层材料时,根据就地取材的原则,宜先选用变形性能较小的材料。当需在水池地基基础下进行大面积的换土处理时,仅在其他材料难以取得或软弱土层很薄,经变形验算能满足变形要求时,才考虑采用黏性土或粉土类材料。

残积、坡积土为岩石经近期风化后残存于山表面的土,仅在当地缺乏较好的垫层材料或是为了经济的原因才采用。当采用这种土时,其表面有机质含量较大的部分应除去。

6.2.11 当水池基础下局部存在被填埋的塘、河等,而其中的埋物不能用作水池的地基时,需进行换土处理。此时,首先应了解这些被填埋的塘、河等在水池基础下及其附近分布范围和深度、所填物质的成分、下层的土质和填埋时间等。如与挖除部分同深度的地基土为可塑状态的黏性土,可用现场挖出的性质相近的土,经风干或晾晒至适当的含水量后分层回填,必要时底部可先铺垫200mm~300mm粗砂。

6.2.12 当垫层基坑附近处有坑、沟等时,可能导致垫层产生较大的侧向变形,应先行填实。

6.3 动力置换

6.3.1 动力置换或称强夯置换,其特点是在软弱土层中夯入碎石,强行排开软土,从而形成碎石柱体。1985年在山西用此法处

理了汾河冲积土,形成 4m 深的碎石柱体。1987 年在武汉也有成功的工程应用。

6.3.2 动力置换的加固效果由于地基土的复杂性及形成条件会产生较大的差异,因而要通过现场试验才能取得较为切合实际的设计参数及施工工艺。

6.3.3 在流塑状态的地基土上铺设透水性较好的土有两个目的:一是在施工设备的重压下不至产生橡皮土,且随着时间的推移,表层地基土可得到一定程度的固结;二是在雨天地表不易产生泥浆,便于施工的顺利进行。

6.3.7 由于水池的施工期限一般要求在短期内完成,在动力置换完成之后,水池施工随即开始。这样,由强夯引起的柱间土中的超孔隙水压力不可能完全消散。更由于高含水量、大空隙比的流塑状软土一般透水性很低,超孔隙水压力在水池施工过程中不可能得到多少消散。在水池的使用过程中,随着柱间土中超孔隙水压力的逐渐消散,土体固结而体积减小,这将导致原先与水池底板接触的柱间土体沉降而脱离水池底板,因而不宜考虑柱间土的共同作用。

6.3.9 水池底板外缘增设一排柱体是为了保护水池底的压力均匀并与试桩条件一致。此外,外排桩体具有保护的作用,可减小水池边缘土体的侧向变形。

6.3.10 柱体的施工质量和加固处理的效果检验是必不可少的。检验中发现异常情况时应增加检验点。对异常情况应找出原因,必要时需采取补救措施。

7 沉降控制复合桩基

7.0.1 沉降控制复合桩基的设计应遵循如下两个原则：一是桩和桩间土在受荷变形过程中始终确保二者共同分担荷载，因此单桩承载力宜控制在较小的范围内，桩的横截面尺寸宜选择在 $\phi 200 \sim \phi 400$ （或 $200\text{mm} \times 200\text{mm} \sim 300\text{mm} \times 300\text{mm}$ ），桩应穿越上部软土层，桩端支承于相对较硬土层；二是桩距宜为 $5d \sim 6d$ ，以确保桩间土的荷载分担比例足够大。

7.0.2 沉降控制复合桩基的沉降计算比较复杂，详细的计算方法和要求参见现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定。

8 减小地基变形及其影响的措施

8.0.1 对于淤泥、淤泥质土以及软弱的黏性土等软土土层,其表层往往存在一定厚度的较硬土层。设计中,宜利用该较硬土层作为持力层。

8.0.2 为了尽可能利用天然地基、避免加固处理或尽可能降低加固处理的要求从而节约加固费用,在满足使用、施工和抗浮要求的前提下,适当加大水池的埋深可以获得良好的效果。由于地基的补偿作用,增加埋深可提高地基的承载能力、减少作用在地基上的附加应力,从而减小沉降。在有地下水的情况下,还可以进一步减小附加应力。

8.0.4 预估水池在施工或使用期间的地基沉降,是为了避免或减少由于水池地基的沉降或水池间地基的沉降差对工艺流程或其他使用要求的影响。