

水泥土搅拌桩设计计算方法探讨

Study of design methods of deep cement-soil mixing piles

何开胜

(南京水利科学研究院 土工研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 针对因室内和现场拌制的水泥土强度差异很大而产生的搅拌桩工程事故, 提出了按现场水泥土强度设计的思想, 从而避免了用室内拌制水泥土强度设计与现场施工质量脱节的弊端。讨论了水泥土搅拌桩地基沉降计算的几种方法, 特别对实体深基础法中的人为影响因素进行了分析, 建议了合理的水泥土搅拌桩基础沉降计算方法。

关键词: 水泥土搅拌桩; 设计; 承载力; 沉降; 复合模量

中图分类号: TU 472.36

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2003)01-0031-05

作者简介: 何开胜(1963-), 男, 博士, 高级工程师, 从事软土地基处理和土工数值分析研究。

HE Kai-sheng

(Geotechnical Department of Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: A concept of new design is suggested by use of in situ cement-soil strength after considering the present quality problem of deep cement mixing piles resulted from the high strength of cement-soil mixed in laboratory and very low strength of cement-soil mixed in situ, so the discrepancy of laboratory cement-soil strength and in situ construction quality can be avoided in the design. Then, the several methods of settlement calculation of deep cement mixing piles are discussed, especially the problem of arbitrary factor in the deep massive foundation model. The reasonable methods of settlement calculation for deep cement mixing piles are suggested.

Key words: cement deep mixing pile; design; bearing capacity; settlement; composite modulus

0 引言*

水泥土搅拌桩在国外已有50年历史, 在我国也有20年的历史, 现又发展为加劲水泥土搅拌桩。然而, 近10年间搅拌桩工程事故不断增多, 它又遭到了设计、业主和建设主管部门的质疑甚至禁止^[1,2]。肖逸生对软弱下卧层变形计算不当引起的楼房开裂质量事故进行了定性和定量分析^[3]。肖逸生, 潘林有, 李日运等均对深层搅拌桩设计进行过有益的研究和探索^[4-6]。

当前水泥土搅拌桩普遍存在的室内拌制水泥土强度很高, 而现场桩身强度很低的现象, 这是导致许多搅拌桩工程事故的主要原因。对水泥土搅拌桩复合地基沉降计算, 主要分歧点是加固区的沉降量计算, 而规范只是建议根据上部荷载、桩长、桩身强度等按经验取10~30 mm。从表面上看, 考虑到加固区复合土层的变形较小, 地基沉降主要由下卧层引起, 这样近似处理对复合地基总沉降影响不大, 未尝不可。但是, 这样做忽略了不同计算方法得到的加固区复合土层底面附加应力有很大差异, 而此附加应力决定着下卧层的沉降大小, 导致迥然不同的总沉降。

笔者近年接触了较多的搅拌桩工程, 在搅拌桩的困难时期成功研制和应用了长达27 m的超长搅拌桩^[7-10], 取得了一些经验和认识, 本文拟对搅拌桩的承载力和沉降计算方法进行探讨。

1 搅拌桩承载力计算方法

1.1 规范方法

单桩竖向承载力标准值 R_k^d 应通过现场单桩载荷试验确定, 也可按下列二式计算, 取其中较小值^[11]:

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p, \quad (1)$$

$$R_k^d = q_s U_n l + \alpha q_p A_p. \quad (2)$$

式中 $f_{cu,k}$ 为与搅拌桩桩身加固土配比相同的室内加固土试块的无侧限抗压强度平均值; η 为强度折减系数, 取0.35~0.50; q_s 为桩周土的平均摩擦力, 淤泥取5~8 kPa, 淤泥质土取8~12 kPa, 黏性土取12~15 kPa; U_p 为桩身周长; l 为桩长; A_p 为桩的横截面积; q_p 为桩端天然地基土的承载力标准值; α 为桩端天然地基土的承载力折减系数, 可取0.4~0.6。

搅拌桩复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$ 应由现场复合地基载荷试验确定, 也可按下式计算:

$$f_{sp,k} = m \frac{R_k^d}{A_p} + \beta (1-m) f_{s,k}. \quad (3)$$

式中 m 为面积置换率; $f_{s,k}$ 为桩间天然地基土承载力的标准值; β 为桩间土承载力折减系数。当桩端土为软土时, β 可取为0.5~1.0; 当桩端土为硬土时, β 可

取为 0.1~0.4; 当不考虑桩间软土的作用时, β 可取 0。

1.2 依据现场强度计算法

正常情况下, 规范设计程序和方法是合理适当的。但是, 针对国内目前搅拌桩施工质量问题的层出不穷^[12, 13], 现有设计主要依据室内试块强度, 没有考虑到室内试块强度很高而现场桩身强度很低的矛盾。因此, 有必要在考虑式(1)、(2)的基础上, 再考虑根据现场强度计算的单桩竖向承载力标准值

$$R_k^d = \frac{q_u A_p}{\zeta}, \quad (4)$$

设计中取式(1)、(2)、(4)计算结果的最小值。式(4)中 q_u 为现场钻孔取芯的芯样水泥土($\phi 70 \times 100$) 无侧限抗压强度, 此强度可在现场工艺试桩时取得。若非 90 d 标准龄期强度, 需换算至此龄期。 ζ 为现场钻孔取芯扰动引起水泥土芯样无侧限强度降低的折减系数。

式(4)是根据搅拌桩现场取出的水泥土芯样无侧限强度, 再除以一个取样扰动折减系数来计算单桩承载力, 它可以有效解决实验室强度和现场强度差异带来的工程质量事故。使用式(4)时需确定取样扰动折减系数 ζ , 此值随着桩身水泥土龄期的增大而增大, 亦即取样扰动随龄期增大而递减。

根据在南京河漫滩淤泥质黏土中对大量水泥掺量 15% 搅拌很均匀的水泥土桩取芯检测, 现场芯样水泥土强度在 10 d 龄期时只有室内试块的 0.48, 在 30 d 龄期时只有 0.53, 在 90 d 龄期时只有 0.65^[14]。若认为搅拌很均匀的现场桩身强度与室内试块强度一致, 则这些数值可作为相应龄期的取样折减系数。对其余土质还有待以后进一步试验充实。

1.3 搅拌桩现场强度设计应用

笔者在南京开发和应用 27 m 水泥土搅拌桩, 加固天然地基承载力只有 70 kPa 的深厚软土地基, 要求达到 240 kPa 设计承载力的工程中, 深刻体会到水泥土搅拌桩现场取芯观察和现场强度的重要性。

工程位于长江下游河漫滩上, 需加固的淤泥质土呈软塑状, 含水率 47.3%, 孔隙比 1.34, 厚达 12~22 m, 埋深达 16~27 m, 设计使用长 16.2~27 m 的水泥土搅拌桩加固, 地质剖面 and 桩位布置如图 1。水泥用 525 号矿渣水泥, 平均掺入量为被加固土重的 15%。

在第 1 批现场 25 根试验桩中, 3 根桩分别进行了取芯和芯样无侧限压缩试验。取芯揭示的桩身状况为: 0~5 m 填土中水泥土胶结致密, 强度较高; 5~25 m 淤泥质黏土中的水泥土, 呈团块状及层状松软结构, 手能捏碎, 含有较多厘米薄层或块状的水泥富集块。

淤泥质黏土层中取芯水泥土无侧限抗压强度: 28 d 龄期时, $q_u = 67 \sim 100$ kPa, 多数与原状土 q_u 接近;

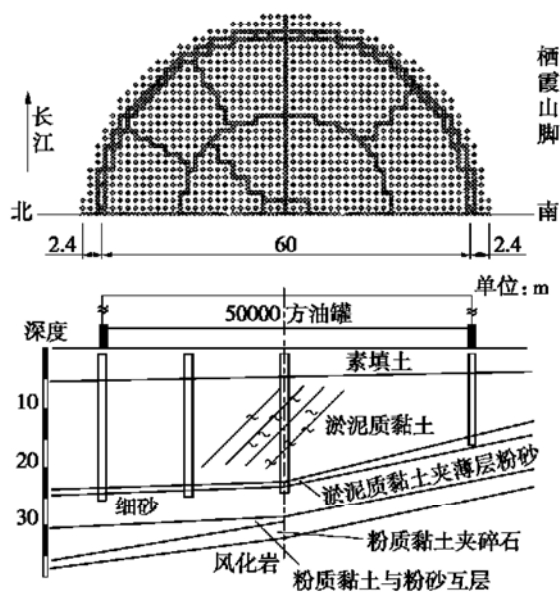


图 1 搅拌桩布置和土层剖面图

Fig. 1 Soil profile and arrangement of mixing piles

120 d 龄期时, $q_u = 85 \sim 148$ kPa, 强度比 28 d 提高不大。

开挖一根水泥土桩的上部 6 m, 发现 5 m 以下的水泥土存在严重的搅拌不均, 中间有一个直径 12 cm 的水泥柱芯, 桩截面内还有块状或薄层状的水泥富集块, 水泥分布半边桩偏多, 半边桩极少。

从取芯、标贯、无侧限强度试验和开挖检测结果显示, 本批桩身中下部存在严重的水泥浆富集块和搅拌不均匀现象, 桩身强度远低于设计要求的 800 kPa 最低值, 为不合格桩。但是, 静载试验得出: 4 根单桩的承载力平均为 266 kN, 2 组二桩承台和 2 组四桩承台的复合地基承载力分别为 235 kPa 和 227 kPa, 仅比设计要求的 240 kPa 略低, 基本为合格桩^[15]。

本次试验, 室内拌和的水泥土在 90 d 标准龄期时强度 $f_{cu,k} = 3476$ kPa, 取 η 的最小值 0.35, 由式(1) 仍得 $R_k^d = 344$ kN; 取黏性填土 $q_s = 13$ kPa, 淤泥质土 $q_s = 10$ kPa, $\alpha = 0.4$, 又 $q_p = 150$ kPa, 由式(2) 得 $R_k^d = 491$ kN。二者取小值为 $R_k^d = 344$ kN, 单桩承载力由水泥土强度控制。

由油罐环墙内平均置换率 $m = 0.31$, $f_{s,k} = 100$ kPa, 取 $\beta = 0.2$, 则得复合地基承载力为 391 kPa, 远大于设计承载力 240 kPa。因此, 按规范现有方法用室内配制的水泥土强度进行设计, 本批搅拌桩完全达到设计要求。而且, 即使按规范要求的载荷试验确定的单桩承载力设计, 本批搅拌桩仍然基本符合设计要求, 这与短时间、小面积作用的静载试验, 荷载影响深度小有关^[15]。

但是, 应用现场强度设计式(4), 因淤泥质土层中

水泥土现场平均强度仅有 110 kPa(90 d 以上龄期),即使取钻孔取样引起的强度折减系数 $\zeta = 0.3$,得到的单桩承载力 $R_k^d = 104$ kN,对应的复合地基承载力仅有 127 kPa,远小于设计要求的 240 kPa。这样就避免了因室内拌制的水泥土强度太高而现场强度极低而产生的搅拌桩工程事故,也避免了超长搅拌桩因静载荷试验影响深度有限而得出不合实际的承载力情形。

按现场强度设计法并非仅用于事后检验,在开工前的工艺试桩中可取芯得到现场水泥土 q_u ,即可进行事先设计和应用。最近,淮河入海水道二个涵闸工程因搅拌桩现场质量不过关,以致业主认为搅拌桩不适合本处土质,工程久拖不决。后经笔者对成桩工艺改进后,用工艺试桩时的现场强度成功设计和处理了本工程,现已安全竣工^[16]。

2 水泥土搅拌桩地基沉降计算

2.1 几种常用方法

水泥土加固的复合地基沉降量 s 包括加固区沉降量 s_1 和加固区下卧层沉降量 s_2 两部分组成。对加固区下卧层沉降量,通常采用常规的分层总和法,下卧层顶面荷载即为实体深基础底面的平均压力。对加固区沉降量,则常用以下三种方法。

(1) 实体深基础法

将加固后的群桩视为一个个格子状的假想实体深基础,如图 2。

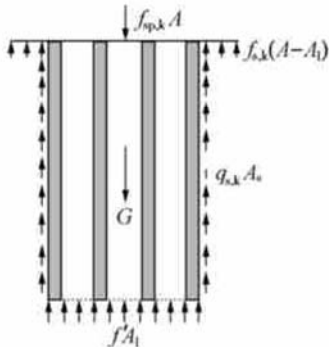


图2 搅拌桩实体深基础计算图

Fig. 2 Model of deep massive foundation

加固体沉降计算式为^[17]

$$s_1 = \frac{p + p_0}{2E_{sp}} \cdot l, \quad (5)$$

$$\text{其中} \quad E_{sp} = mE_p + (1 - m)E_s, \quad (6)$$

$$f' = \frac{f_{sp,k} \cdot A + G - q_{s,k} A_s - f_{s,k}(A - A_1)}{A_1}, \quad (7)$$

$$p_0 = f' - \gamma_p \cdot l, \quad (8)$$

$$p = \frac{f_{sp,k} \cdot A - f_{s,k}(A - A_1)}{A_1}. \quad (9)$$

式中 l 为水泥土桩长(m); p, p_0 分别为实体深基础顶面、底面的平均附加应力(kPa); E_p, E_s, E_{sp} 分别为水泥土桩、桩间土和实体深基础的变形模量(kPa); m 为复合地基置换率; γ_p 为桩群底面以上水泥土的平均容重(kN/m³); f' 为假想实体深基础底面压力(kPa); A 为地基加固的面积(m²); A_1, A_s 分别为假想实体基础的底面积和侧面积(m²); G 为假想实体基础自重(kN); q_s 为假想实体基础侧壁上的平均允许摩阻力(kPa)。

(2) 复合模量法

在常规的变形计算公式中,用各土层的桩土复合模量 E_{spi} 代替原土层模量 E_{si} ^[18],则有

$$s_1 = \sum \frac{\alpha_i}{E_{spi}} h_i, \quad (10)$$

$$E_{spi} = mE_{pi} + (1 - m)E_{si}. \quad (11)$$

式中 α_i 为第 i 层复合土层中的附加应力; h_i 为第 i 层复合土层的厚度,其余符号同前。

(3) 沉降折减法

先忽略加固体的存在,算出天然土体的沉降;然后考虑地基变形过程中桩体的应力集中加以折减^[18]。沉降折减系数 $\mu_s = 1/[1 + m(n - 1)]$, n 为桩土应力比。当置换率 $m = 10\% \sim 20\%$ 时, $\mu_s = 0.36 \sim 0.53$ 。

2.2 实体深基础法的可靠性探讨

(1) 实体深基础法的来源

假想实体深基础理论是基于刚性群桩的整体剪切破坏模式而提出的,用于计算刚性群桩的承载力及软弱下卧层强度验算,并得到下卧层顶面附加应力。需指出的是,这类方法只有在桩距较小时,群桩基础可能象实体深基础那样产生整体剪切破坏时才接近于实际。一般认为,对桩距小于等于 6 倍桩径、桩数超过 9 根的群桩基础,基本认为呈现整体剪切破坏^[19],可假设群桩和桩间土为一个实体深基础。对摩擦桩,比较符合实体深基础法;对端承桩,较符合 $\alpha = 0$ 的应力扩散法;对端承摩擦桩或摩擦端承桩,较符合 $\alpha \neq 0$ 的应力扩散法。

(2) 实体深基础法计算中的有关问题

首先,水泥土桩的桩土破坏模式不一定是整体剪切破坏。水泥土搅拌桩的置换率一般均较大(20% ~ 30%),常常还有许多连桩。每根搅拌桩不会象单桩那样充分发挥承载作用,加固后桩土理应共同形成复合地基。由于水泥土搅拌桩桩身变形量比刚性桩大得多,属摩擦支承或支承摩擦桩。柔性较大的搅拌桩是否象刚性桩那样与桩周土形成实体基础还有待证实,因而,沿用整体剪切破坏下的实体深基础法也就有商榷之处。

其次,在运用实体深基础法计算水泥土搅拌桩沉降时,人们对实体深基础的理解和选取有很大差异,由此导致沉降计算结果变化很大,甚至出现明显的不合理。以下是通常的二种取法:①模式 A——取整个建筑基础的外缘桩边线所围区域为实体深基础的面积,如图 3(a) 中阴影面积;②模式 B——取基础内部若干个相对紧邻的搅拌桩为一个局部假想实体深基础,整个基础则由若干个这样的局部深基础纵横交错组成^[7],如图 3(b) 中阴影面积。显然,模式 B 比模式 A 计入的桩侧摩阻力要多得多,大小取决于基础大小和桩位布置。

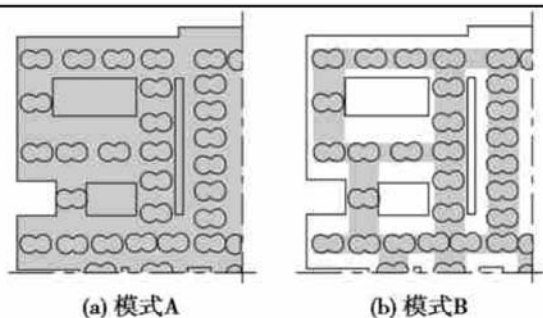


图 3 实体深基础的二种计算模式

Fig. 3 Two modes of deep massive foundation

例如,对常见的中等加固面积和布桩数量的图 3 基础,按模式 A 计算,因实体基础侧面积相对较小,式(7)中第三项值过小,导致桩底平面处附加应力严重偏高,计算总沉降严重偏大。与模式 A 相比,按模式 B 计算则会大大降低桩底平面处的附加应力,使之趋于一个较合理的数值,从而计算沉降与实测值接近,这是通常均按模式 B 进行沉降计算的原因。

但是,对加固面积很大、荷载很大、桩多且很长时(如图 1),模式 B 往往又低估了桩底平面处的附加应力,使计算总沉降严重偏小。用模式 A 计算的沉降才与实测值接近。

对加固面积小、桩数少而稀的独立基础(如图 4),按模式 A 计算时已会出现式(7)中的假想实体深基础底面压力 f' 小于实体深基础的自重压力 $\gamma_p l^{[20]}$,即深基础底面的平均附加压力 $p_0 < 0$ 。若按模式 B 计算,得到的 $p_0 < 0$,且绝对值更大。使得二种模式计算的下卧层沉降为零,加固区沉降偏小,因此总沉降严重偏小。

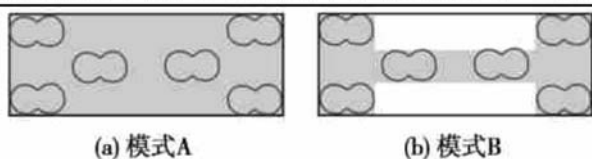


图 4 独立基础下的实体深基础选取

Fig. 4 Two modes of isolated foundation

总之,实体深基础法计算的加固区沉降量人为影响较大,不同计算模式所得结果差异较大,有时造成实

体深基础在桩底平面处附加应力为负,明显不合理。

2.3 关于应力扩散法和复合模量法

水泥土搅拌桩事实上是水泥颗粒和土颗粒间形成的松散胶结体,它与混凝土刚性桩的最大区别是它属于半柔性半刚性的桩体,与其说它是桩基,不如说它和桩周土组成了改良后的天然地基,象换土法那样共同将上部应力向下扩散。所以,应力扩散法倒是比较符合水泥土桩的承载和变形特征,而且其计算简单,结果稳定。但扩散角难以准确确定,特别是基础底板外缘无围护桩时。对基础底板外缘有 1~2 排围护桩时,可取扩散后面积为围护桩外围面积。

复合模量法仍基于经典的分层总和法沉降计算理论,只是考虑到搅拌桩的改良作用,用加固土层的桩土复合变形模量来代替天然地基土变形模量。这种方法不仅理论基础充分,而且可以算出加固区各土层的分层沉降以及中心和边缘处沉降,且不存在通过假设来推求下卧层顶面应力的难题。但是,它在加固区的附加应力仍取天然地基中的值,这点与事实有点不符。众所周知,地基中的附加应力是将地基视为半空间无限体、弹性体和均质体而得出的。水泥土桩复合地基符合半空间无限体、近似弹性体,但不符合均质条件,故搅拌桩复合地基中的附加应力已不同于天然均质地基,但由此引起的误差相对来说较有限,计算结果较稳定,不存在人为的认识差异。

沉降折减法是一个经验计算方法,沉降量的大小取决于桩土应力比 n 。水泥土搅拌桩施工质量的多变性,使得 n 变化剧烈,实践中难以操作。

2.4 工程实例计算

前述油罐工程共用水泥土搅拌桩 3079 根,经钻孔取芯、标准贯入和无侧限压缩试验检测,搅拌桩的合格率为 90%。150 d 龄期时淤泥质黏土层中水泥土芯样的无侧限抗压强度达到 2.522 MPa。建罐期对罐底和四周环梁沉降进行了观测。

表 1 为实体深基础法、应力扩散法和复合模量法计算的沉降结果。计算时取桩顶平面的平均压力为 240 kPa,实体深基础直径取 60 m。应力扩散法中的 $\alpha = 3.8^\circ$ 为 $9/4$, $\alpha = 6.1^\circ$ 是取扩散后面积为围护桩外围面积的情形。计算沉降均为罐中的沉降。

由上可见,实体深基础法的两种计算模式的结果差别非常大,本例中模式 A 的计算结果与实测值接近;模式 B 的计算结果与实测值相去甚远,严重低估了地基沉降量,原因是大面积多桩基础,式(7)中的第三项 $q_s A_s$ 值很大,导致实体深基础在 13 m 深处的基底附加应力 p_0 已等于零!以致下卧层沉降为零。应力扩散法和复合模量法的计算沉降均与实测值接近,

尤其是取扩散后面积为围护桩外围面积的应力扩散法及复合模量法的沉降仅比实测值大 6%~10%。

表 1 各种不同计算模式的沉降量比较

计算方法		s_1 /mm	s_2 /mm	s /mm	$s_{\text{实测}}$ /mm	$\frac{s}{s_{\text{实测}}}$
实体深基础法	模式 A	51	74	125	105	1.19
	模式 B	15	0	15	105	0.14
应力扩散法	$\alpha = 0^\circ$	53	80	133	105	1.26
	$\alpha = 3.8^\circ$	50	72	122	105	1.17
	$\alpha = 6.1^\circ$	48	68	116	105	1.10
复合模量法		49	63	112	105	1.06

3 结 论

(1) 现有单桩承载力设计,只是依据室内拌制的水泥土强度和桩侧桩底阻力来计算,未计及水泥土现场强度,由此引发了因现场强度极低而造成的工程事故。

(2) 建议在现有计算中增加一项按现场水泥土强度设计。它可解决室内拌制的水泥土强度太高而现场强度极低的问题,避免室内理论设计和现场施工质量脱节的弊端。此外,也克服了超长水泥土桩因静载荷试验影响深度有限而得出不符合实际承载力的情形。

(3) 水泥土搅拌桩是一种半柔半刚性的桩体,它与桩周土形成的复合地基破坏形式未必形同实体深基础,更多地是以扩散的形式传递上部荷载。用实体深基础模式计算的搅拌桩沉降人为影响较大,结果与桩位布置和基础大小有关,还常出现桩底附加应力为负的不合理情形。复合模量法理论充分,不定因素少,无人为影响,既可计算平均沉降,又可计算各点处沉降,作为水泥土搅拌桩的沉降计算简便可行。

参考文献:

[1] 上海市建设委员会沪建(97)第 0372 号文. 关于粉喷桩及深层搅拌桩在建筑工程地基处理中应用问题的通知[Z].

[2] 盐城市建设委员会盐建字(99)第 238 号文. 印发“提高全市住宅工程质量的暂行规定”的通知[Z].

[3] 肖逸生. 某中学综合楼质量事故分析[J]. 建筑结构, 2000, (5): 60–62.

[4] 肖逸生. 对深层搅拌桩设计中若干问题的探讨[J]. 工业建筑, 2001, (2): 73–74.

[5] 潘林有, 林昌华. 水泥搅拌桩设计若干问题新探索[J]. 温州大学学报, 2001, 14(1): 43–45.

[6] 李日运, 张平. 深层搅拌桩设计的若干问题探讨[J]. 华北水利水电学院学报, 1998, 19(4): 43–45.

[7] 何开胜, 陈宝勤. 超长水泥土搅拌桩的试验研究和工程应用[J]. 土木工程学报, 2000, (2): 80–86.

[8] 何开胜, 袁文明. 超长水泥土搅拌桩的承载能力和临界桩长[J]. 工业建筑, 2000, (1): 26–30.

[9] 何开胜, 徐立新. 超长水泥土搅拌桩的荷载传递特性[J]. 建筑结构, 2000, (5): 17–19.

[10] He K S, Yuan W M. Load transfer behavior and bearing capacities of deep mixing piles[A]. Proc of XI Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering[C]. Rotterdam: A A Balkema, 1999.

[11] JGJ79—91, 建筑地基处理技术规范[S].

[12] 何开胜. 当前水泥土搅拌桩的施工质量问题 and 解决方法[J]. 岩土力学, 2002, (6): 778–781.

[13] 何开胜, 宣芝锦. 深厚软土中水泥土搅拌桩制桩技术的试验研究[J]. 水利水运科学研究, 1998, (1): 19–27.

[14] 何开胜. 超深水泥土搅拌桩的原位水泥土强度特性[J]. 河海大学学报, 1999, 27(S): 230–234

[15] 何开胜, 袁文明. 超长水泥土搅拌桩质量检测方法和控制标准[J]. 工业建筑, 1999, (1): 57–61.

[16] 何开胜, 淮河入海水道窑头河、衡河工程水泥土桩施工技术咨询报告[R]. 南京: 南京水科院土工研究所, 2002.

[17] 地基处理手册编委会. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.

[18] 吴邦颖, 张师德, 陈绪禄. 软土地基处理[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1995.

[19] GBJ7—89, 建筑地基基础设计规范[S].

[20] 冶金部建筑研究总院. 地基处理技术(2) [M]. 北京: 冶金工业出版社, 1991.