

目次

论 文

蛇口集装箱码头软基加固及实施中若干技术问题的处理.....林本义(1)

CFG桩复合地基P-S曲线特性分析.....张东刚(10)

敦煌机场跑道破坏原因与防治.....华遵孟,沈秋武(16)

强夯特性的数值分析.....梁志荣,曹名葆,叶柏荣(20)

树根桩技术试验研究及其应用.....杨永浩(27)

大吨位静压沉管扩底灌注桩在福州地区的首次应用.....郑文德(37)

灌浆法——一种提高桩基承载力的有效方法.....薛韬(43)

廉价膏浆灌浆技术在龙塘水轮泵站大坝基础加固中的应用.....张金接,杨晓东(49)

蛇口集装箱码头软基加固及实施中若干技术问题的处理

林本义

(招商局蛇口工业区港口建设办公室·)

[摘要]本文介绍深圳蛇口工业区第三突堤大面积软基加固的实施情况及该工程中首用的斜插排水板,并介绍了在沉降资料分析中所提出的不同于常用方法的计算前提和方法。

蛇口工业区位于珠江口的深圳湾畔。由于建设需要,近年采用插塑料排水板堆载预压为主的方法,加固或正在加固的软土面积超过了50万 m^2 。其中位于第三突堤东侧两个集装箱泊位的堆场软基加固工程,加固面积超过25万 m^2 。89年10月开工,91年4月全部完工。整个码头工程已建成投产。本文拟介绍这一工程的概况及工程中所作的一些尝试。

场地原始状况

加固场地原为一近岸淤泥滩,泥面在最低潮位时尚有1m以上的水深。整个工程是按这样的程序进行的:填堤围海形成第三突堤首期造陆范围(见图1),然后对东侧——即两个集装箱泊位堆场区进行软土加固,与此同时在东围堤外侧进行码头施工。

场地典型的地质分层自上到下分别为:淤泥层、粘土或亚粘土层、残积层。残积层为花岗岩风化残积,土质坚硬。粘土或亚粘土层属冲洪积,力学性质良好,平均标贯击数 $N > 12$ 。淤泥层为

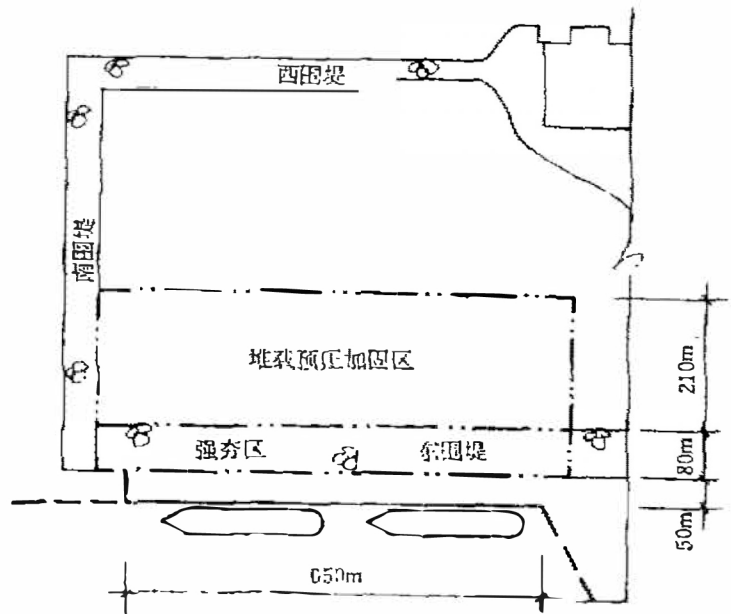


图 1

• 协助: 冒千如

海相沉积,层厚12~18m,力学性质很差、渗透性很小,且受到过填海土方推挤的很大扰动,是预压排水加固的对象。表一列出了淤泥土壤试验的主要物理力学指标。

表1

土层	ω %	ρ g/cm ³	e	快剪		固快		a_{1-2} $\frac{1}{100\text{kPa}}$	压缩 指数 C_c	固结系数 100~200kPa $C_v(C_r)$ cm ² /s	十字板 抗剪强度 100kPa
				c 100kPa	φ	c 100kPa	φ				
淤泥	83	1.52	2.25	0.05	0.05°	0.05	17.5°	0.18	0.7	5.0×10^{-4}	0.06

加固工程简介

1. 东围堤强夯加固

围堤回填的开山土石由砾砂混亚粘土、碎石、块石组成,块石含量高且分布不均,松散差异较大。回填土石厚度平均15m左右,强夯面积约8万m²。在大面积强夯前,选用2000m²作强夯试验,其主要目的是:(1)验证强夯设计的能量、夯距、遍数等参数是否合理;(2)强夯加固的同时,东侧码头施工正在进行,大能量强夯会不会出现边坡塌方、土体位移隆起、振动对码头桩有无不良影响。试验表明:对夯点间距及夯击能量与大面积施工相同的试验区,基本无隆起现象,侧向位移也很小,表明夯击能无效损失很小。测振结果表明,振动加速度(垂直与水平)随测点与夯点水平距离的增加呈指数形式衰减,15m左右以外已非常小。强夯中边坡未产生任何问题,当夯点离坡顶4m时,夯击中坡顶加速度不大,但坡上部有20cm向海侧的位移,尽管边坡无任何坍塌,为安全起见强夯范围固定在坡顶4m以外。强夯点与正在施工的灌注桩要求距离30m以上。根据试验,大面积强夯采用5100kN·m和2640kN·m两种不同能量正方形插挡点夯,采用大能量的目的在于增大加固深度。每点夯8~11击(以最后一击沉降量小于5cm为标准)。最后以1320kN·m的能量普夯加固表层。围堤经强夯后总沉降量平均74cm,强夯后不但使回填土石层得到明显压密,而且通过钻探表明:对减薄填方层下剩余淤泥厚度也有一定效果。

2. 东围堤内侧预压排水加固淤泥

一如通常做法,加固工程也经过了铺砂垫层、插排水板(插板深16~24m)、堆载预压和卸载等程序。砂垫层和预压堆载材料均为中粗砂,以皮带机为主车运为辅填筑。排水板为国产SPB-II型,用静压式插板机施插。砂垫层平均厚度2.5m,层面标高2.0左右(场地设计地面标高3.0)。压载分四区三~四级堆置,至顶面标高8.5时停载。由于铺层和堆载期间有沉降,停载时实际堆载砂厚(不包括砂垫层)平均10m左右。砂垫层和压载总用砂量300万方(松方)各区堆载耗时5~7.5个月,停载后静置153~185天卸载。

加固的标准为淤泥在预压荷载下完成使用荷载(4T/m²)下100%的固结沉降,同时地面沉降速率应小于1.5mm/d。卸载前中心区沉降盘累计沉降2.9~4.9m。根据卸载前地质钻探检验表明,淤泥的十字板强度,平均由加固前的6kPa提高到40kPa。平均孔隙比 e 由2.25降低到1.47,堆场投产后7个月地面沉降0~1.7cm,情况良好。加固场地尚建成天然基础的三层框架式机修车间一座,桩基施工完毕即设点观测沉降,12个月最大沉降1.1~2.2cm使用正常。

几点探索

下面着重介绍工程实施及资料整理中的几点尝试和心得,供工程同行共同探讨。

1. 斜插排水板

如前所述,本区是先陆填围堤后加固堤内淤泥。根据钻探表明,实际形成的堤断面是如图2所示的“腰鼓”形。也就是说,在堤的内侧下部,存在一个楔形断面的淤泥带,它的宽度不很规则,一般为5~6m。由于填堤材料以开山石为主,所以楔形淤泥以上的围堤体插板机是无法穿透的。因此,这一楔形淤泥带的存在便可能成为地基的薄弱环节。如何加固这一软土带,曾设想了若干个方案,最后尝试,本工程采用了斜插排水板这一费用低施工也较简单的方法。

斜向排水板插板机和直插机一样是由0.8m³挖土机改装而成,但插管导架要长些,施插驱动力要大些。插管与地面成48°夹角。斜向排水板是这样布置的:从第一根碰到堤边开山石无法下插的排水板起回量4m开始回插10根斜排水板。板距与直插排水板同,纵横均为1m。这样的布置只要斜插板能插到底,基本上可使楔形体内均有斜排水板分布。

插有斜排水板的区域与直插板的腹部区一样堆载预压。堆高、预压时间也同。除此之外,有部分地区在围堤作强夯加固时又再施强夯,以期增强加固效果。

加固后对这一淤泥楔形带作了钻探检验,根据钻探和土壤试验结果表明,淤泥的物理性指标改善较明显,平均孔隙比 e 由2.25降低为1.79,力学性指标也有改善,但离散性较大。标准贯入击数由原来的0-1击提高到2击。也就是说,斜排水板加固的淤泥,土壤的性质较之原始状况确有改善,但尚不及加固区腹部直插排水板区域加固效果。究其原因,除了斜排水板受力上比直板不利些从而可能会影响排水效果外,客观上还有如下几点原因:

- (1) 这一地带处于堆载区边缘,地基中堆载所造成的附加压应力不及腹部地区的大。
- (2) 围堤遮住淤泥带的鼓突部分,由于整体刚度大,对压载的传导起了某种“卸荷”作用,减小了附加固结压力。
- (3) 由于围堤的边缘并非十分整齐,使有些斜插排水板插不到要求深度,在此情况下楔形淤泥就会排水通道不足。

由于工期紧,对斜插排水板这一新的排水工艺还没能做更深入的分析研究。作为一种

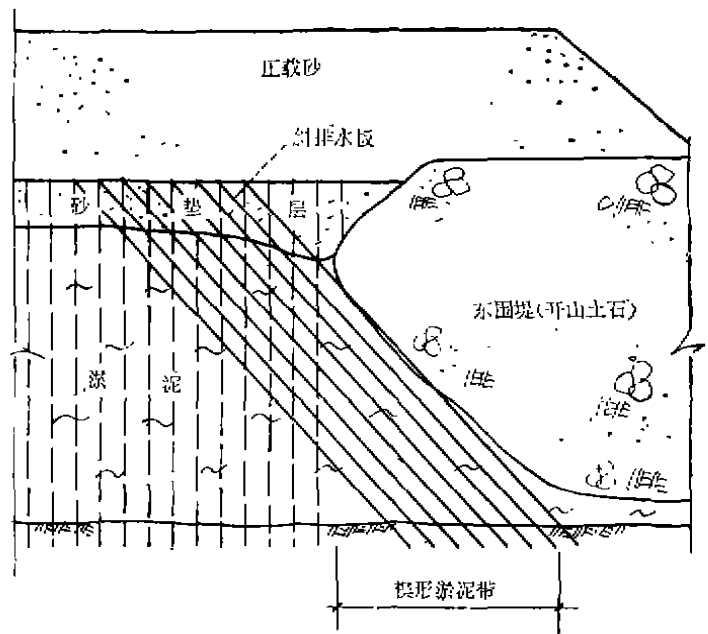


图2

方法很多方面都有可进一步完善之处。但从勘探资料和加固后场地初步情况看,斜排水板确实是起了作用。

2. 实测沉降与固结变量关系的探讨

由于地面沉降盘的观测简单易行,资料也最直观可靠。所以用沉降过程线推算固结系数、固结度以及最终沉降量等与固结有关的参量,是预压加固工程最主要的资料分析工作之一。然而,不难发现,在如何用沉降值表达固结度这一基本问题上,现有技术文献提法并不一致。另外,当我们按现有文献介绍的方法进行实测沉降过程线的分析整理时,也出现过一些不尽合理的结果。对此我们作了一些分析和探索,下面略作介绍,以供探讨。

(1) 关于表达固结度的沉降取值

现有常用的实测沉降推算固结参量的方法,在表达压缩土层平均固结度的沉降取值上有两种不同的方法,第一种是把固结度 \bar{U}_t 取为计算时刻的实测沉降 S_t 与最终沉降 S_∞ 之比,即 $\bar{U}_t = S_t/S_\infty$,这种方法的实质是把实测沉降全部当作固结沉降。第二种是认为,由于地基沉降包括固结沉降 S_c 和瞬时沉降 S_d (忽略了影响不大的次固结沉降),因此计算固结度的沉降应减去瞬时沉降 S_d 即:

$$\bar{U}_t = S_{ct} / (S_\infty - S_d) = (S_t - S_{dt}) / (S_\infty - S_d)$$

S_{ct} 和 S_{dt} 分别为 t 时刻累计固结沉降和累计瞬时沉降。 S_d 是荷载加上后瞬时产生的、由于地基剪切变形造成的沉降, S_d 的大小一些文献介绍,对软土约占总沉降量1/4甚至更多。两种观点计算结果的差异是显而易见的。为了考察哪一种观点更接近实际情况,我们根据实测的沉降过程线作了一些分析。

图3是本加固工程有代表性的一个沉降盘的沉降过程线与堆载过程线并示图。实线为

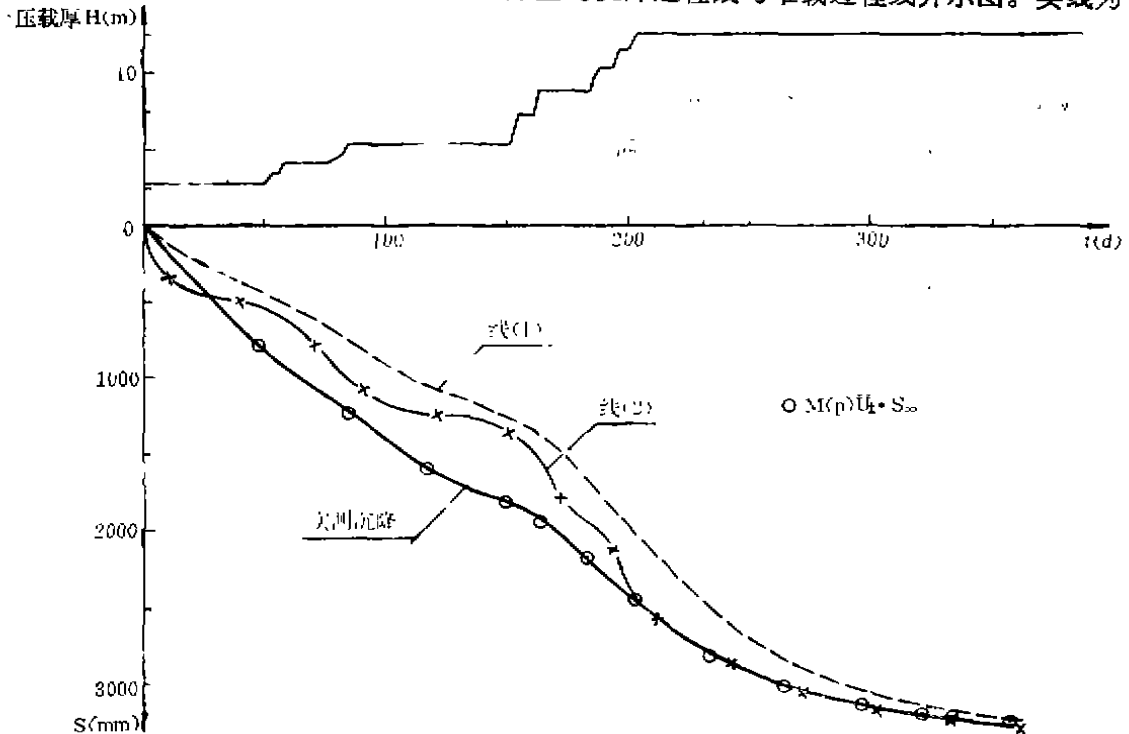


图 3

实测沉降过程线。该盘与堆载区各边缘距离均在 100m 以上,观测密度大,资料可靠。第一级压载为砂垫层以下的荷载,假定是在插排水板后开始固结,所以按瞬时加载处理。

在沉降过程线上取停载后的三个时间 $t_1 = 203$ 天、 $t_2 = 280$ 天、 $t_3 = 357$ 天对应的累计沉降为 $S_1 = 2477$ mm、 $S_2 = 3093$ mm、 $S_3 = 3275$ mm。按习惯所称的“三点法”,可以算得最终沉降 $S_{\infty} = 3351$ mm, 以及以下式表示的改进高木俊介法固结度表达式中的 β 值, $\beta = 0.0158$ 。

$$\bar{U}t = 1 - ae^{-\beta t}$$

根据上述第二种固结度表达式 (1)

$$\bar{U}t = \frac{St - Sd}{S_{\infty} - Sd} \quad (2)$$

取 $t = 280$ 天时的沉降 $St = 3093$ mm, 由式(1)用改进的太沙基法算得的该时刻固结度 $\bar{U}t = 88.2\%$ 即可算得 $Sd = 1163$ mm, $Sd/S_{\infty} = 0.347$, $S_{\infty}/(S_{\infty} - Sd) = 1.53$ 。也就是说,加载时地基的“瞬时沉降”占总的最终沉降 S_{∞} 的 34.7%。我们想要考察的就是,实际的沉降曲线能否找到支持这样结论的证据。

由于 Sd 是加载期间瞬时产生的沉降,那么也就是说,加载期间的沉降应由 Sd 以及固结沉降两部分的和组成。而非加载期间的沉降则仅仅是固结沉降。由于很难从加载期间的沉降过程线里把固结沉降部分准确分离出来,所以我们用这样的方法作近似计算:取每级加载前夕的沉降速率与堆载完毕后初期的沉降速率的平均值 V_{ci} 作为该级堆载期间的固结沉降平均沉降速率。 V_{ci} 与该级堆载历时 Δt_i 的乘积 $V_{ci} \cdot \Delta t_i$ 即可认为是该级加载期间的固结沉降因为计算 V_{ci} 的两个时刻都处在加载时段之外,所以它们的沉降是不包含“瞬时沉降” Sd 的成份的。设加载期间实测沉降为 ΔS_i , 则 $\Delta S_i - V_{ci} \cdot \Delta t_i$ 即可认为是该堆载期间“瞬时沉降”的近似值。把图 3 所示之实测沉降按上述方法计算于表 2。其中加载前后之沉降速率,为减少观测误差的影响,分别取加载前 5 天停载后 5 天的沉降速率平均值。

表2

加载级别	累计加载堆高 (m)	加载前夕沉降速率 V_1 (mm/d)	加载日期 (d)		加载天数 Δt_i (d)	加载结束后沉降速率 V_2 (mm/d)	加载期间实测沉降 ΔS_i (mm)	$V_{ci} = (V_1 + V_2)/2$ (mm/d)	$V_{ci} \cdot \Delta t$ (mm)	$Sd_i = \Delta S_i - V_{ci} \cdot \Delta t$ (mm)
			起	止						
一	1.46	7.6	50	57	7	15.1	86	11.4	79.7	6.3
二	2.74	10.0	78	84	6	14.4	75	12.2	73.2	1.8
三	5.8	4.7	152	163	11	14.3	119	9.5	104.5	14.5
四	9.4	12.8	185	203	18	13.3	265	13.1	234.9	30.1

$$\sum \Delta S_i = 545 \text{mm}$$

$$\sum Sd_i = 52.7 \text{mm}$$

由上述计算可见,按这样计算的每级加载期间的“瞬时沉降” Sd_i 只有加载期间实测沉降的 2.4%~11.4, 而总的 Sd 也只有 S_{∞} 的 1.6%。这个计算方法可能略嫌粗糙,但还是可以说明这样一点,那就是加载期间的“瞬时沉降”远不如上述计算的 1163mm 那么大。实际上,全部加载期间实测沉降的和也只有 545mm, 比所算的 Sd 值尚小得多。由上面计算表明,至少对蛇口地区的淤泥来说,加荷期间非固结沉降占的比例很小,所以对那种能证明加荷过程中地基没有明显的侧向变形的沉降盘,我们的意见是,在计算固结度时,采用实

际沉降值不会造成太大的误差,至于为什么按式(2)计算的 S_d 会那么大,后文尚会谈到。

(2) 关于实测沉降过程线推算固结参数的方法。

如前所述,根据实际沉降曲线可以推算出固结参数 β 。 β 已知,则可按式(1)用改进的太沙基法或高木俊介法算出固结度 \bar{U}_t 的过程线。固结度已知,则可按前面所说的第一或第二种固结度与沉降关系的表达式得出计算的沉降过程线。前面我们按“三点法”已算出图3实测沉降过程线的 β 值、 S_∞ 值。按第一种表达式

$$S_t = \bar{U}_t \cdot S_\infty \quad (3)$$

可得到计算的沉降过程线曲线①。按式 $S_t = \bar{U}_t(S_\infty - S_d) + S_d \cdot p_t / \sum \Delta p$,也可算出第二种表达式的计算沉降过程线曲线②。其中的 S_d 值仍取前面计算的值, p_t 和 $\sum \Delta p$ 分别为 t 时刻的累计堆载和总堆载。我们将曲线①和曲线②与实测过程线画在同一图上(见图3),可以发现,曲线①与实测线大部分都吻合得不好,而曲线②虽然在作为推算固结参数的停载后部分吻合得很好,但其它部分也吻合得不好。但是,当我们将式(3)等号右边乘上一个与压力 $p(t)$ 有对数函数关系的系数。

$$m(p) = 2.407 - 0.4775 \ln [p(t) + 0.6361]$$

时,得到的计算沉降值(图3“0”所表示的点)与实测沉降曲线的吻合就要好得多。式中 $p(t) = \sum \Delta p \cdot \bar{U}_t$,实际上是 t 时刻的有效附加固结压力。

我们所熟知的压缩试验的 $e \sim \sigma'$ 以及沉降计算的 $S \sim \sigma'$ 也是对数函数的关系(σ' 为有效固结压力),这是否纯属巧合呢?我们认为并非巧合,这正反映出目前常用方法的计算结果与实测结果不吻合的主要原因所在。下面拟从沉降计算入手谈谈我们的看法。

当我们按 $e \sim \lg \sigma'$ 计算一薄层正常固结土的固结沉降 S 时,其算式为:

$$S = \frac{H}{1 + e_0} C_c \lg \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

H 为土层厚度, σ'_0 为土层层中自重压力, e_0 为与 σ'_0 相对应的孔隙比, C_c 为压缩指数,对特定的土层为常数, $\Delta \sigma'$ 为有效附加压力。当计算总附加压力(设为 $\Delta \sigma$)下的最终固结沉降 S_c 时 $\Delta \sigma' = \Delta \sigma$ 。用这一公式也可以计算固结过程中的固结沉降 S_{ct} ,这时的 $\Delta \sigma' = \Delta \sigma_t$, $\Delta \sigma_t$ 是 t 时刻的有效固结压力, $\Delta \sigma_t = \Delta \sigma - u_t = \Delta \sigma \cdot U_t$, u_t 是 t 时刻的超孔隙水压力(假设 $\Delta \sigma$ 为瞬时加载),所以 S_{ct} 和 S_c 的比值也可以用下式表示:

$$S_{ct}/S_c = \lg [(\sigma'_0 + \Delta \sigma_t)/\sigma'_0] / \lg [(\sigma'_0 + \Delta \sigma)/\sigma'_0] \quad (5)$$

当压缩土层比较厚,用(4)式计算沉降时为了提高计算结果的准确程度一般要求采用分层总和法。但分析证明,如果着眼点是固结沉降比 S_{ct}/S_c ,则即使压缩土层相当厚,用(5)式表示误差也非常小,也就是说(5)式同样适用于压缩土层较厚的情况。可见,固结过程中的沉降 S_{ct} 是与有效固结压力成对数函数关系,而与最终沉降 S_c 的比值一样也是与有效固结压力的对数比值发生关系。而前面所说的两种固结度表达式都是以 $\bar{U}_t = S_{ct}/S_c = 1 - u_t/u_0$ 为前提,实际上是把沉降速率与超孔隙压力的消散速率等同起来,把沉降过程线与按(1)式计算的固结度过程线完全当作同一回事。

为了说明它们的差别,我们举一个假设为瞬时加载的简单例子进行计算,看看它们的结果。设有土质相同的三种预压加固的土层,第一种加载前层中自重固结压力 $\sigma'_0 = 30 \text{ kPa}$,第二种 $\sigma'_0 = 150 \text{ kPa}$,它们的附加压力 $\Delta \sigma$ 均为 200 kPa 。第三种 $\sigma'_0 = 150 \text{ kPa}$,附加压力 $\Delta \sigma$

为 50kPa。计算这三种情况在不同固结压力下的 S_{ct}/S_c 和 $1 - u_t/u_0$ 及它们二者的比值 $S_{ct}/S_c / (1 - u_t/u_0)$ ，其中 S_{ct}/S_c 按式(5)计算。图 4 是根据计算结果所绘的不同 $\Delta\sigma$ 与 σ'_0 组合下 $1 - u_t/u_0 \sim (S_{ct}/S_c) / (1 - u_t/u_0)$ 的关系曲线，由这图我们可以看出如下的规律：

1. 除了固结完成后， $1 - u_t/u_0$ 与 S_{ct}/S_c 始终是不相等的，而且 S_{ct}/S_c 恒比 $1 - u_t/u_0$ 大。
2. 随着固结度由低到高发展， $1 - u_t/u_0$ 与 S_{ct}/S_c 的差距也逐渐减小，这与图 3 所反映的规律相符。

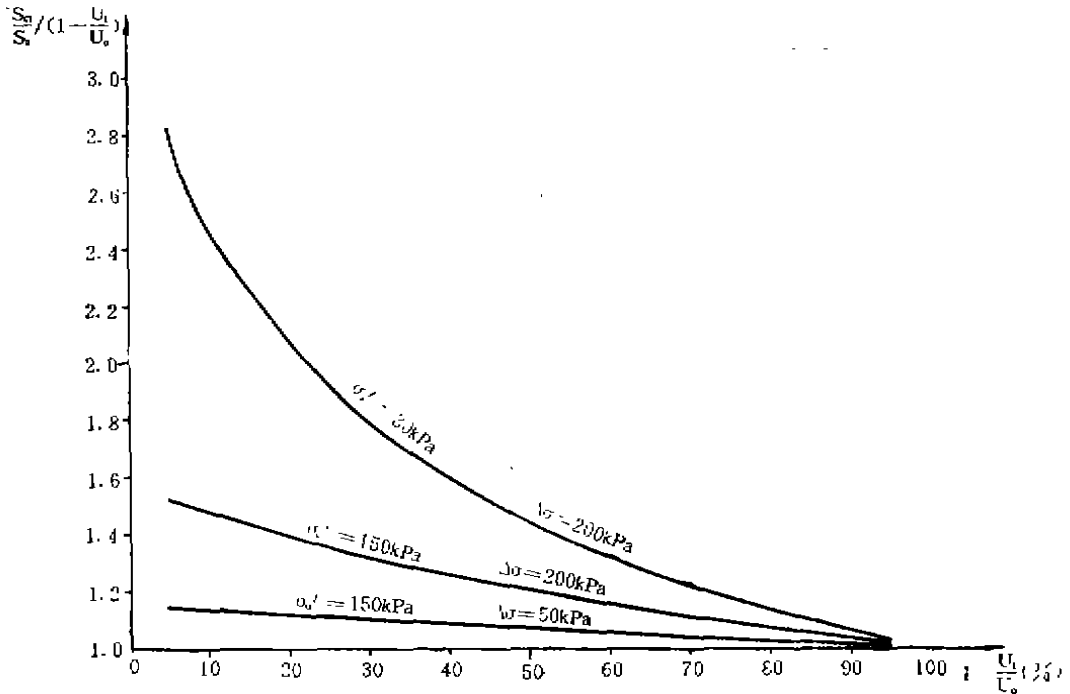


图 4

3. 先期固结压力 σ'_0 越小，相同附加压力条件下 S_{ct}/S_c 与 $1 - u_t/u_0$ 的差值越大。而软土的先期固结压力一般是比较小的。

4. 附加压力 $\Delta\sigma$ 与自重固结压力 σ'_0 的比值越大，相同固结度情况下 $1 - u_t/u_0$ 与 S_{ct}/S_c 的差距越大。

5. S_{ct}/S_c 的过程线比 $1 - u_t/u_0$ 的过程线收敛快。

前面已经证明，对地基没有明显侧向变形的沉降盘，可以近似地用实测沉降代表固结沉降，所以上述 S_{ct}/S_c 与 $1 - u_t/u_0$ 关系的规律也同样适合于实测沉降比 S_t/S_∞ 与 $1 - u_t/u_0$ 的关系，因此， S_t/S_∞ 是并不等同于 $1 - u_t/u_0$ 以表达土的固结度的，而且由于 S_t/S_∞ 恒比 $1 - u_t/u_0$ 大，所以这种等同是偏于不安全的。由于低固结度时这种等同带来的差距更大，所以我们在用固结早期的沉降过程线推算的固结参量来评估固结度和预测固结过程，就有可能出现更大的不安全偏差。

由于 S_t/S_∞ 的衰减速度比 $1 - u_t/u_0$ 快，所以将实测沉降曲线(不管是全部抑或一段)以上面提到的常用方法推算土层的固结系数也会比实际值偏大。

太沙基固结理论用于解算固结度的基本假定是压缩应力变化范围不大, 压缩曲线可视为一直线段。前面计算的实例也表明, 附加压力越小, 偏差也越小, 所以在附加压力不大的情况下, 用 S_t/S_∞ 等同于 $1 - u_t/u_0$ 表示固结度——特别是在较高的固结度情况下, 应该是可以容许的, 但如果无限制地推广到土质特软而预压荷载又相当大的情况, 其偏差就不容忽视了, 蛇口三突堤就属于这一类。本区淤泥强度特低, 预压过程中沉降达 3~4m 甚至更多。在分析一系列观测资料中我们就感到, 用沉降过程线当作固结度过程线来推算固结系数和固结度, 其偏差是比较明显的, 它反映在如下几个方面:

1. 用低固结度的沉降过程线段推算的固结系数比后期线段推算的要大得多, 而土壤试验的结果却是在常规压力范围, 固结压力小固结系数也小。同时, 用沉降过程线推算的固结系数比土壤试验值大, 有的甚至大出很多。

2. 孔压曲线推算的 β 值绝大部分比按沉降曲线推算出来的小。

3. 钻孔检测土样的孔隙比和强度也达不到按沉降曲线推算的固结度所应达到的指标, 而比较接近以孔压消散为固结度标帜 $\bar{U} = 1 - u_t/u_0$ 的指标。

综上所述, 我们认为在预压加固软土工程中, 如果说 S_t/S_∞ 和 $1 - u_t/u_0$ 都代表固结度的话, 那么这两种固结度一般来说是不等同的——特别是在压载较大的情况下。同一时刻的 S_t/S_∞ 大于 $1 - u_t/u_0$, 所以用 S_t/S_∞ 来代表 $1 - u_t/u_0$ 是偏于不安全的。应该说, 这种不安全的程度土壤强度方面要甚于固结沉降方面, 也可以说对旨在减小地基固结沉降为主要目的的预压加固与旨在提高土壤强度为主要目的的预压加固两者相比, 前者的影响要小些, 因为如前所说, 预压过程中 S_t/S_∞ 的衰减比 $1 - u_t/u_0$ 快。

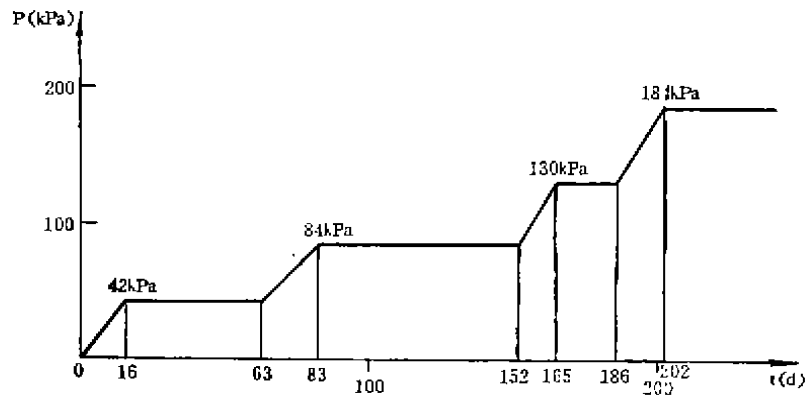


图 5

为了进一步说明常用计算方法出现的与实际不尽吻合的原因, 我们设计了一个与图 3 接近的算例 (加载过程线如图 5) 设 $\beta = 0.012$, $S_\infty = 3400\text{mm}$, $\sigma'_0 = 30\text{kPa}$ 。按 (1) 式用改进的太沙基法计算固结度。然后按 (5) 式计算沉降过程线, 其中 $\Delta\sigma'_t = \bar{U}t \cdot \sum\Delta p$, $\sum\Delta p$ 为压载引起的附加压应力。根据计算, 当 t_1 、 t_2 、 t_3 分别为 205 天、280 天、355 天时, 计算沉降 S_1 、 S_2 、 S_3 分别为 2508mm、3090mm、3281mm, 按“三点法”计算可得 $S_\infty = 3373$, $\beta = 0.0149$ 。 $t = 280$ 天时按式 (2) 计算得 $S_d = 1302\text{mm}$ 。与前面计算得 $S_d = 1163\text{mm}$, 数量上相当。所以, 我们认为, 前面所说的用实测沉降过程线所以会计算出数值上远大于实际可能

存在的“瞬时沉降” S_d ，主要是由于计算原则的误差造成的。而且算的 β 也比真实的 β 大，而 S_u 比真实的 S_u 小，这就是前面说过的是偏于不安全的。

根据上面的计算原则，我们在实际工作中探索了一些新的实测沉降曲线推算固结参量的方法。这些方法的要点是，假定一点或两点实测沉降为已知，按式(1)、(5)的原则用逐步逼近法进行拟合，从而得到计算的沉降曲线和 β 、 S_u 值（见参考文献[2]）。按这些方法计算的沉降曲线与实测曲线吻合理想，固结参量与实际较符合。

参考文献

- [1] 《地基处理手册》编委会，地基处理手册，中国建筑工业出版社，1988.8
- [2] 林本义，对由沉降过程线推算固结参量法的探讨，水运工程，1992.1期

书 讯

岩土力学与工程的理论与实践

浙江大学出版社出版

本文是中国科协首届青年学术年会卫星会议——首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会论文集，由国家自然科学基金委员会部分资助出版。本书共收入论文和特邀报告145篇，包括岩土理论与测试技术、岩土新分析方法（可靠度、反分析、数值分析、数值模拟、专家系统、模糊数学等），挡墙、土坝和地下结构物，区域土及其工程性状，岩土动力学，桩基理论实践的新进展，地基加固技术及其它等七部分。本书是全国岩土力学、岩土工程（包括地基基础、地下工程、工程勘察等）这两大学科青年首次联合交流新思想、新成就、新经验的结晶。本书汇集了我国岩土科技工作者的最新科技成果，可供岩土力学、岩土工程学及与岩土有关的各学科中从事科研、设计、工程的科技工作者以及大专院校师生参考。

本书约85万字，由浙江大学出版社出版，每本定价35元，邮购38元（含邮费），如需订购，请将购书款汇至：中国农业银行杭州浙大分社70602008091中国土力学及基础工程学会地基处理学术委员会，通过邮局汇款者请汇给联系人：310027浙江大学土木系岩土所郝中堂。汇款时请注明购《岩土力学与工程的理论与实践》书款，需开发票者请注明。

CFG桩复合地基P-S曲线特性的分析

张东刚

(中国建筑科学研究院地基所)

[摘要]本文通过对现场试验和模型试验CFG桩复合地基P-S曲线的分析,用比例界限荷载将P-S曲线划分为线性变形阶段和非线性变形阶段,提出了荷载试验CFG桩复合地基承载力取值方法和CFG桩复合地基承载力计算公式,用此公式可进行复合地基设计。

前言

水泥粉煤灰碎石桩(简称CFG桩--Cement Fly-ash Gravel Pile)是由碎石、石屑、粉煤灰、和少量水泥加水搅拌,用振动沉管打桩机施工的一种具有粘结强度,刚度介于碎石桩和素混凝土之间的亚类桩,其强度一般为5-10MPa。

在CFG桩组成的复合地基中,由于桩和周围土刚度相差较大,为使桩和桩间土共同工作,有效地发挥桩间土的承载力,必须调整桩和桩间土的相对位移,需要在基础与桩和桩间土之间设置一层厚度为10-30cm的褥垫层,由于褥垫层的存在,使得CFG桩复合地基P-S曲线不同于一般的桩基,也不同于柔性桩(如碎石桩、砂桩、灰土桩等)复合地基。

现场试验和模型试验概述

为了分析复合地基荷载和变形的关系,在南京浦镇车辆厂(PZ-2)、南京造纸厂(NZZ)做了多桩复合地基现场试验,在建研院地基所试验室做了多桩复合地基模型试验(MD-1、MD-2、MD-3),试验场地土的物理力学指标见表1,复合地基试验参数见表2。

试验场地土的物理力学性质指标

表1

试验编号	土类	ω %	ρ g/cm ³	e	I_p %	I_L	E MPa	备注
PZ-2	淤泥质粉质粘土	39	1.83	1.04	13	1.48	2.82	
NZZ	淤泥质粉质粘土	41.8	1.78	1.18			3.00	场地为淤泥质粉质粘土与粉砂互层
	粉砂	37.4	1.81	1.07			4.00	
MD-1	粉质粘土	15.7	1.91	0.62	13	0.46	5.20	
MD-2	粉土	15.7	1.61	0.93	9	0.38	2.30	

复合地基试验参数汇总表

表2

编号	试验类型	载荷板尺寸 cm×cm	垫层厚度 cm	桩径 cm	桩长 m	桩间距 m	测试手段
PZ-2	四桩复合地基	230×230	20	38	15	1.2	深标、压力盒
NZZ	四桩复合地基	240×240	10	36	10	1.2	压力盒
MD-1	九桩复合地基	105×105	12	12	1.2	0.35	压力盒
MD-2	四桩复合地基	105×105	15	15	2.1	0.526	压力盒

CFG桩复合地基荷载与变形关系的分析

由于CFG桩复合地基荷载与变形有其自身的特点,首先需要对复合地基P-S曲线和 $\lg t$ -S曲线进行分析。

图1为PZ-2试验复合地基的P-S曲线和S- $\lg t$ 曲线。

图2为MD-2试验复合地基的P-S曲线和S- $\lg t$ 曲线。

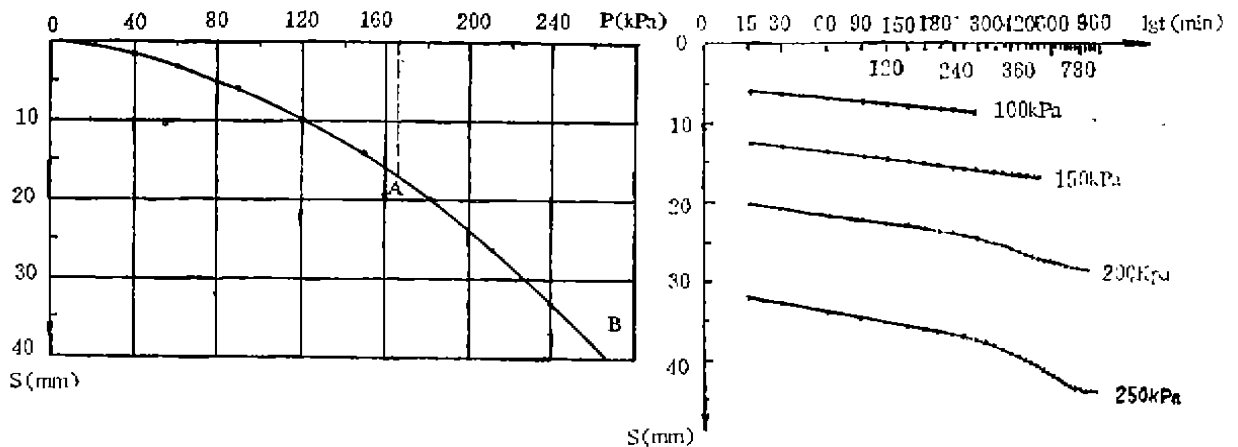


图1 PZ-2试验复合地基P-S曲线和S- $\lg t$ 曲线

从图1和图2复合地基P-S曲线来看, P-S曲线没有明显的拐点,难以分出线性变形阶段和非线性变形阶段。但从复合地基S- $\lg t$ 曲线上,取S- $\lg t$ 为直线和曲线的两级荷载均值为复合地基比例界限值,用比例界限荷载可将复合地基P-S曲线划分成两个阶段:第一阶段OA为复合地基线性变形阶段,第二阶段AB为复合地基非线性变形阶段。

比例界限荷载将复合地基P-S曲线划分成两个阶段,在比例界限值时复合地基的特点可通过桩和桩间土来说明。

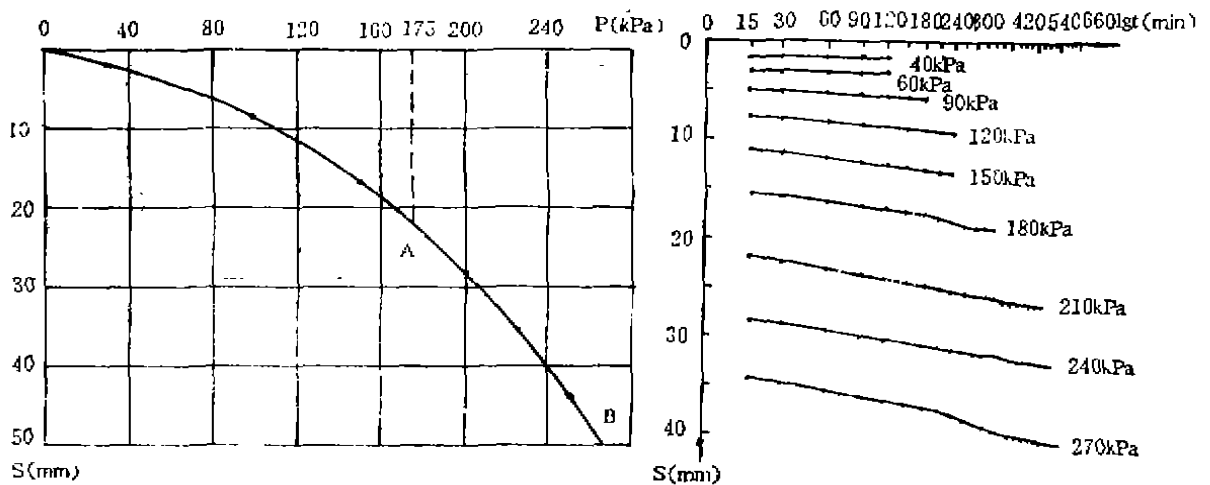


图2 MD-2试验复合地基P-S曲线和S-1gt曲线

复合地基在比例界限荷载时，桩上所受荷载可通过压力盒测得。试验场地单桩承载力取单桩S-1gt曲线中直线和曲线两级荷载均值。复合地基在比例界限荷载时桩上所受荷载和试验单桩承载力见表3。

比例界限荷载下桩上所受荷载与单桩承载力比较

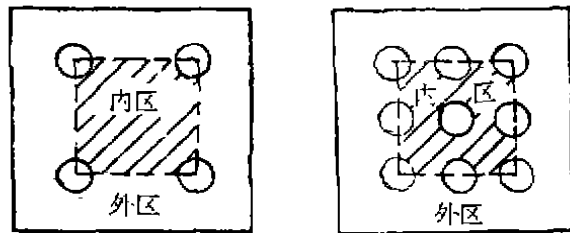
表3

编 号	PZ-2	NZZ	MD-1	MD-2
复合地基比例界限荷载 (kPa)	175	234	165	130
复合地基桩上所受荷载 (kPa)	100	235	11	26.5
单 桩 承 载 力 (kN)	100*	230	11*	27.0

注：* 根据复合地基桩顶标沉降量和桩上压力求得P-S曲线确定

从表3可以看出，复合地基在比例界限荷载时，桩上所受荷载和单桩承载力基本上相等，可以认为，当复合地基达到比例界限荷载时桩达到其承载力。

为了测得复合地基桩间土表面的反力分布规律，在桩间土表面不同部位预埋土压力盒，测试结果表明，复合地基反力分布图呈现中间小、边缘大的马鞍形。沿着最外围桩轴连线将复合地基桩间土分为桩间土内区和桩间土外区（见图3），可以简化认为桩间土内部各点压力相等，外部各点压力相等，从实测结果来看，这种简化误差不大。复合地基在比例界限荷载时，桩间土外区达到天然地基承载力，而桩间土内区由于桩的约束，其承载力发挥滞后于桩间土外区，这也可从表4看出，表4给出在比例界限前一级荷载下桩间土内外区应力的比值，



a) 四桩复合地基 b) 九桩复合地基
图3 复合地基桩间土内外区的划分

复合地基桩间土内外区应力比统计值

表4

试验号	桩长 m	桩数	荷载板尺寸 m ²	垂直荷载 kpa	桩间土 内外区应力比 η
MD-2	2.10	9	1.575×1.575	120	0.74
MD-3	1.20	9	1.575×1.575	200	0.81
MD-3	2.00	9	1.575×1.575	250	0.79
MD-3	3.20	9	1.575×1.575	300	0.69
MD-3	3.2	4	1.050×1.050	300	0.72
NZZ	100	4	2.400×2.400	200	0.75
平均值	0.75				

注：MD-3试验的物理力学指示同MD-2

统计了六个试验结果，平均值为0.75。从上面分析可以看出，比例界限荷载是复合地基一个关键控制点。

当作用在复合地基上的荷载小于比例界限荷载时，复合地基荷载与变形之间存在着近似线性关系，在这个范围内，复合地基桩上所受荷载和桩间土所受荷载小于其承载力，复合地基变形主要是由桩间土和桩尖下卧层的压缩变形引起，在每级荷载下复合地基变形稳定较快。

当作用在复合地基上的荷载大于比例界限荷载时，复合地基桩间土内区侧向变形受到桩的约束，其变形类似于侧向约束条件下的压缩状态。而复合地基桩和桩间土外区性质发生了变化。为了说明复合地基在这个阶段荷载与变形的特性，以PZ-2试验为研究对象，取横坐标为深标的深度Z，纵坐标为每级荷载下各深标点变形增量 ΔS ，绘出Z- ΔS 曲线如图4；取横坐标为复合地基和桩顶标的变形量S，纵坐标为深标点的深度，绘出Z-S曲线如图5。

变形量 ΔS (mm)

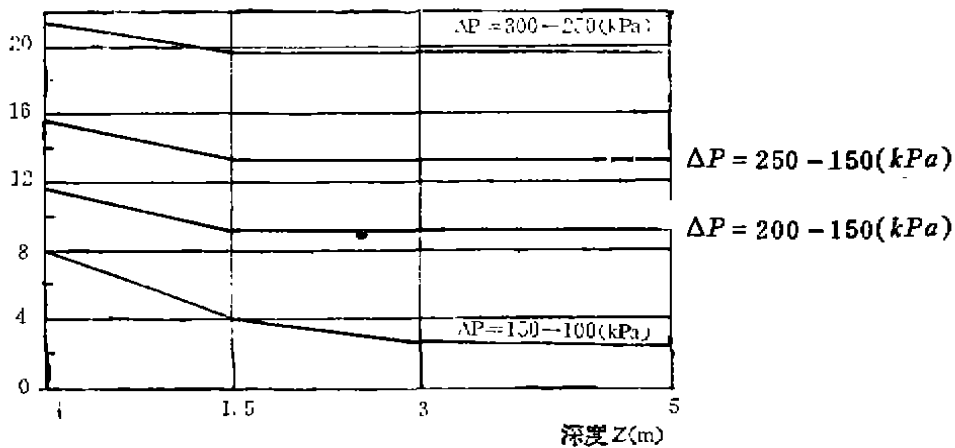


图4 PZ-2试验Z- ΔS 曲线

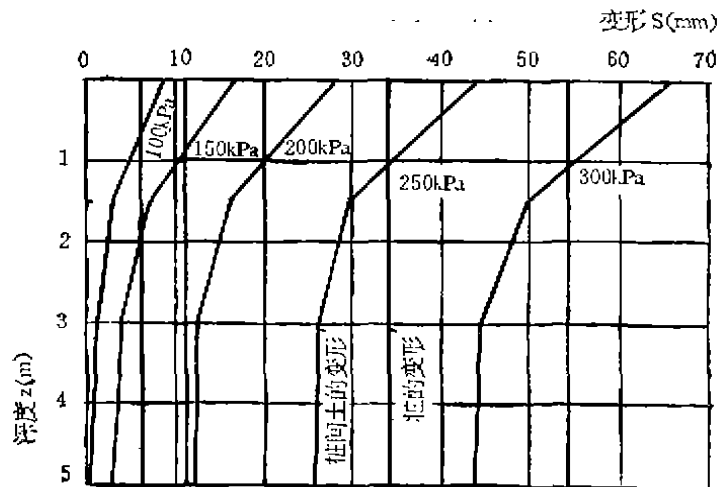


图5 PZ-2试验桩间土变形的S-Z曲线桩的变形线

从图4可以看出,在比例界限荷载(175kPa)以前,复合地基荷载从100kPa增加到175kPa时,桩间土在0—5m范围内均有压缩变形,过了比例界限荷载以后,桩间土的压缩变形局限于1m范围内(图5),自此深度以下,每级荷载下的变形差不再增加,说明桩间土不产生压缩变形,复合地基逐渐具有实体基础的变形特性,此时复合地基沉降量增大,稳定时间延长,CFG桩复合地基没有明显的极限荷载。

CFG桩复合地基承载力的确定和计算

CFG桩复合地基承载力是目前复合地基设计的一个重要问题,CFG桩复合地基承载力取决于桩径、桩长、桩间距、上部土层和桩尖下卧层土体的物理力学指标以及桩间土内外区面积的比值等因素。CFG桩复合地基承载力取值应以能够较充分地发挥桩和桩间土的承载力为原则,按此原则,可取比例界限荷载值为复合地基承载力。此时桩达到其承载力,桩间土内外区应力的面积平均值达到天然地基承载力的80%以上。复合地基承载力:

$$R_c = nQ/A + KR_s A_s/A \quad (1)$$

式中 R_c ——CFG桩复合地基承载力, kPa

n ——基础下桩数

Q ——单桩承载力, kN

R_s ——天然地基承载力, kPa

A_s ——桩间土面积, m^2

A ——基础面积, m^2

K ——桩间土的发挥度, $K = 0.8-1.0$

当复合地基桩间土外区开始出现局部塑性,塑性区不超过某一定度,复合地基虽然开始具有实体基础的特性,但不会影响建筑的使用,因此(1)式可简化为:

$$R_c = nQ/A + R_s A_s/A \quad (2)$$

对表2所给出的四个试验,按式(2)计算的复合地基承载力值和荷载试验值见表5。

复合地基承载力计算值与试验值对比

表5

编 号	单桩承载力 (kN)	天然地基承载力 (kPa)	按(2)式计算值 (kPa)	试 验 值 (kpa)
PZ-2	100	90	158	175
NZZ	230	87	240	234
MD-1	11	100	180	165
MD-2	27	45	140	130

承载力计算值应略大于试验值,如NZZ、MD-1、MD-2试验。而PZ-2试验承载力计算小于试验值,这是由于载荷试验荷载分级较大,使确定的承载力试验值偏大造成。

从(2)式可知,如果知道天然地基承载力和单桩承载力,可计算复合地基承载力;如果知道天然地基承载力和地基加固后复合地基承载力,可求得复合地基中桩上荷载,从而可进行桩径、桩长的设计和布桩。在复合地基设计中,需保证桩间距大于三倍的桩径。

结论

通过以上分析,可得出如下结论:

1. CFG桩复合地基荷载和变形的关系可用比例界限荷载将其划分为线性变形阶段和非线性变形阶段。

2. 在线性变形阶段,复合地基的变形主要是桩间土和桩尖下卧层的压缩变形。

3. 可取比例界限荷载值为CFG桩复合地基的承载力。

4. 按复合地基承载力计算公式可进行复合地基设计和布桩。

以上分析仅考虑复合地基承载力问题,未考虑复合地基变形计算问题,而复合地基变形计算问题是复合地基设计的关键性问题,这将在另文中阐述。

参考文献

1. 张东刚(1991):CFG桩复合地基变形试验研究,中国建筑科学研究院硕士研究生论文
2. 吴春林(1990):CFG桩及其复合地基特性的研究,中国建筑科学研究院硕士研究生论文
3. 闫明礼等(1990):CFG桩复合地基在工程中的应用,《复合地基》,1990年的地基基础学术委员会年会论文集
4. 《地基及基础》,华南工学院等四校编,中国建筑工业出版社,1981

敦煌机场跑道破坏原因与防治

华遵孟 沈秋武

(中国市政工程西北设计院)

[摘要] 本文根据调查结果,对敦煌机场跑道遭受盐害产生松胀破坏的原因及防治措施进行了初步探讨。

敦煌机场是世界文化宝库旅游热线上的重要航空站。自1982年修建后,机场跑道不断出现鼓胀变形,影响了国内外旅游事业的发展。为此,对机场跑道病害的研究与根治工作势在必行。本文根据调查结果对病害成因与治理进行探讨。

自然条件

敦煌机场地处敦煌市东南约15公里。鸣沙山至三危山山前洪积平原的中部,跑道沿线地面标高1117~1121m,呈戈壁荒漠景观,有南高北低、西高东低之特点。

机场位于西北内陆干旱气候区,七、八月极端最高气温49℃,十二、一月极端最低气温-20℃;昼夜温差最大在九、十月,为18.4℃,最小在十二、一月,为13℃;夏季平均地表温度高于气温约6.8℃,冬季地表温度低于气温约0.2℃。

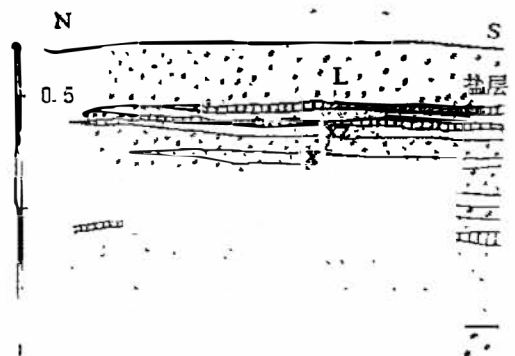
年平均降水量37mm,平均蒸发量2486mm,最大降水量及最大蒸发量均集中在六、七、八月,历史上六、七月曾出现过33.5mm的日最大降雨量。年降雪量平均不足8mm,最大积雪厚度不过8cm。

场区浅部五米内地层属第四系上更新统洪积物,由4~6组砾石、细砂交替沉积而成,局部夹有轻亚粘土。在细砂层与砾石层之间均有1~5cm厚的盐结晶层,以2m内最为显著,详见场地岩性剖面图(图1)。砾石层粒径2~20mm的颗粒约占全重55%,2~0.1mm颗粒含量占35~45%,粉粒、粘粒含量小于5%。

跑道沿线地下水水位埋深12.5m(西端)~13.6m(东端),地下水流向为西南向东北方向,水力坡度约2‰。场地地下水总硬度27.64德国度,硫酸根离子含量为365mg/l,矿化度0.86g/l,属低矿化水。

跑道病害概述

敦煌机场建成于1982年,由于历史原因,跑道从初建以来,一直未进行场地与建筑材料勘察跑道基本修建于原地形等高线上,长1800m,宽30m,西高东低,道面结构自上而下为:



1cm厚沥青砂封面,4cm厚黑色戈壁石,30cm厚灰土基层(场地表层含盐砂砾石砾与8%石灰混合碾压),下部路基为原戈壁砂砾土压实地基。跑道使用初期情况良好,84年秋天开始,道面上约每200多米分布有长5~30m的横向裂缝。85年进行处理,86年5月再次出现更严重裂缝。87年扩建,向东加长400m(总长2200m),道面结构为:4cm厚沥青混凝土,7cm厚沥青碎石贯入,30cm厚水泥稳定层(取跑道南排洪沟挖出的一米内混盐砂砾石与5%的水泥混合)。同时,在原1800m道面上加补了4cm厚的沥青混凝土面层。此后,跑道破坏速度加快,表现为88年道面上为小规模、不规则的零星鼓胀点,到89年8月就发展为2000多 m^2 的成片鼓胀带,90年春天迅速扩大至10000多 m^2 ,至下半年为20000多 m^2 ,91年春天即发展成40000多 m^2 。鼓胀形态多为纵横向梗状鼓起,局部为不规则丘状鼓起,且多为先鼓后裂。另外,停机坪22cm厚的 $3 \times 3.5m$ 水泥混凝土板(其下为30cm厚灰土)也由于不均匀鼓胀出现错台,有的已达3cm。

跑道鼓胀破坏的最突出时间是每年地温变化较大的二、三、四月份及降雨集中的七、八月份。91年5月,对鼓胀段开挖观测,发现82年修建的1800m段灰土基层均有不同程度的松胀,厚度由原30cm增大为33~54cm(鼓埂部位),见图2。跑道两侧道肩纵向鼓埂明显,平均鼓胀量14~16cm,中线附近梗状鼓起较小,平均鼓胀量10cm,平整度稍好并发现灰土层及其底部含水量有增高的趋势,且有盐分聚集的现象。87年加长400m段,鼓胀最显著,整体变形破坏,鼓胀量12~22cm。

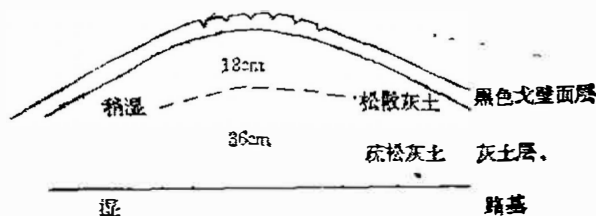


图2 东头弯道处横向鼓埂剖面示意图

岩土中含盐特征

由于机场所处的地理环境与气候条件,使南部山麓中含盐的风化碎屑物质经搬运、分选等作用,分层沉积于山前平原地带。在剧烈的蒸发作用下,每次在洪积物的表层形成一层盐的结晶体。因而在作为跑道路基土的砂砾石交互层中,次生富集了大量盐分,参见图1。

1. 跑道路基土的含盐特征

对路基中3m以内砂、砾及盐的结晶层分层采样,其含盐量分析结果见表1。

分析结果表明,细砂、砾石等洪积物中的盐分经蒸发作用而运移富集于细粒洪积物表层后,其本身含盐量并不高,但是砂砾交互层在潮湿浸水情况下,结晶盐层将会产生部分

表1

试样类别	一般厚度(m)	易溶盐总量(g/100g土)	SO ₄ ²⁻ 含量(g/100g土)	Na ₂ SO ₄ 含量(g/100g土)
细砂	0.2~1.5	0.14	0.073	0.07
砾石	0.3~1.0	0.75	0.1~1.4	0.21
盐晶体	0.01~0.15	0.85~3.15	0.886	1.06

溶解、运移而重新分布,使砂砾层中含盐量增加。

为查明场地含盐量垂向与水平向分布的变化,在跑道外侧按0.5~1.0m间距采取不同深度的样品65件,其含盐量分析结果有以下特点:

(1) 易溶盐含量随地形坡降而增大。跑道西高东低,而含盐量有西低东高的趋势。跑道东端点以东7公里,地下水出露形成盐湖。

(2) 易溶盐含量随深度增大而减小。含盐量较大的样品主要分布在地表3m内,其最高含盐量3.1g/100g,平均含盐量0.75g/100g,而3m以下含盐量则一般均小于0.3g/100g。

(3) 3m内含盐类型以硫酸、亚硫酸盐为主,SO₄²⁻离子含量一般为0.1~1.4g/100g,各类硫酸盐占易溶盐总量的70~90%,其中大部分以硫酸钠、硫酸钙为首位。3m以下氯盐含量增大。

2. 跑道基层材料的含盐特征

修建跑道基层的建筑材料,主要取自跑道南北侧1~2米以上的混盐砂砾料,其平均含盐量在0.67g/100g以上。对松胀后的基层材料进行含盐量分析,易溶盐总量为2.0~3.4g/100g,Na₂SO₄含量为1.6~2.9g/100g,含盐量有明显增加。

跑道破坏原因分析

1. 从路基土与基层材料含盐量与含盐类型分析,显而易见,跑道破坏变形是与路基土和基层建筑材料中含有硫酸钠盐有着直接关系。硫酸钠在地温低于32.4℃时,随着降温过程吸水膨胀而成晶体从土中析出,晶粒大量充填土粒孔隙而造成土体膨胀,而在升温过程中晶粒溶解释放水份,又造成土体的潮湿松软。

就本场地地层而言,虽然砂砾石地层中含盐量并不很高,但在3m范围内分布有4~6层盐的结晶体,在地温变化临界深度范围内,结晶盐层的膨胀量受温度梯度及上复压力大小的控制,越是接近地表,膨胀量越大,路基的累计膨胀量是可观的。跑道基层材料以砂砾石为骨料,其含盐量可达0.67g/100g,基层材料本身含的盐分及其下部路基中盐的向上运移与富集,加之路基土孔隙较大,使得晶粒的膨胀具有充足的空间条件,从而造成基层膨胀厚度明显增大,松胀后密实度明显降低。

2. 从鼓胀变形的季节性发展过程分析,鼓胀变形多发生于地温明显回升、日夜温差变化最大的冬末春初和降雨量较为集中的七、八月份,说明跑道破坏是由对水、温条件变化最为敏感的硫酸钠盐造成的。跑道面层加铺沥青混凝土后,路基土中的水份以及道面裂缝和两侧浸润的雨水不能蒸发,只能向面层底部具有一定渗透性的灰土基层中富集。当基层密实度较高,且渗透性较小时则在路基表层富集。因而造成春季以凝结水积聚引起的鼓胀和雨季以道面裂缝渗漏和降雨侧渗积聚为主的膨胀。根据实测资料,即使在夏季,地表0.3m以下地温即小于32.4℃这一临界值,2m以内的地温,日夜温差变化仍有一定幅度,详见平均地温随深度变化曲线(图3),说明盐胀的产生不论冬季或夏季,都具备了温度条件。

3. 从鼓胀的形态特征分析,跑道两侧膨胀量大于中心线附近,道肩普遍产生沿跑道的纵向鼓埂,而垂直跑道的横向鼓埂由道肩逐渐向中心发展,其原因除了道肩部分基层

厚度小,不易抵抗路基土膨胀力,跑道中心线附近由于飞机起落滑行抑制了部分膨胀变形外,也是与道肩下部降雨后水份易于富集及跑道两侧受温差的影响较大等有关。而横向鼓埂的向里发展及丘状鼓包的形成,则多与冬季气态水的凝结与积聚和道面及基层材料的性质差异有关。

4. 除了以上原因外,跑道施工工艺与施工质量方面,也可能对鼓胀病害的产生有间接的影响。除了施工时对建筑材料未做洗盐处理而产生灰

土基层的盐胀及水泥稳定层的侵蚀破坏等问题外,施工时基层的压实质量、分段施工的连接部位的质量、面层材料的性质(沥青混凝土的延伸度等)等都对横向鼓埂的产生和发展起着作用。由于缺乏原始资料,施工原因也不能排除。

5. 关于冻胀的可能性问题:虽然场地上部为低含水量的粗粒土,其冻深不大,但在跑道下部水份积聚后,在冬季仍有自由水的冻结。不过,由于盐分作用,起始冻结温度将会降低,冻结深度与冬季地温随深度变化有关,冻结深度不会很大,与盐胀相比,冻胀量还是小的。关于冻胀问题,尚待进一步研究。

综上所述,敦煌机场跑道病害的产生与发展,是多方面因素造成的。其根本原因是忽视了场地及建筑材料的勘察与评价,对盐渍土的危害性认识不足,使硫酸盐在场地所处的水、温条件下产生松胀,导致跑道的变形与破坏。

跑道病害治理对策

为彻底治理敦煌机场跑道病害,还需要继续进行观测试验,才能提出切实可行的根治措施。就目前掌握的情况与资料而言,治理对策应从以下几方面考虑进行选择:

1. 对场地表层砂砾料及周围其它可用建筑材料进行研究与评价,保证今后维修时骨料中无盐或对含盐材料进行洗盐处理,使道面结构层材料的含盐量低于允许值,这是今后治理的首要条件。

2. 为隔断水份、盐分向道面结构层或路基浅层的运移富集,在基层下部设置不透水隔绝层、增大道肩外侧排水宽度或采取道肩防渗措施,使各类水份、盐分积聚在一定范围之外,避免盐胀的再生。

3. 加大换土深度,跑道基层下部铺设卵石、砾石隔离层,使路基土膨胀变形有一定的容纳空间,不能使水、盐向上运移,其下部剩余膨胀量不足以产生对道面的鼓胀拱起。

4. 对现有病害跑道基层与路基进行化学处理,如采用氯化钠、氯化钙等氯盐,抑制硫酸钠的膨胀或使之产生化学反应成为非盐胀土。

5. 加强道面维修与管理,对道面裂缝及时修补,防止雨水渗入,建立深埋水准观测系统,坚持对道面变形进行高精度观测与记录,为防治病害提供科学依据。

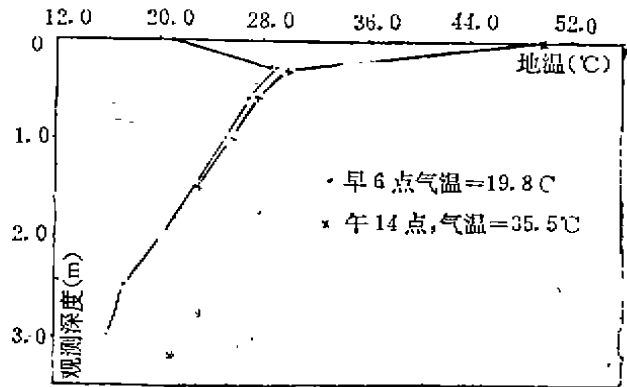


图3 平均地温深度变化曲线

强夯特性的数值分析

梁志荣 曹名葆 叶柏荣

(上海市民用建筑设计院) (同济大学) (三航局科研所)

[摘要] 强夯法加固设计目前尚停留在经验设计上。本文配合工程实际,建立强夯模型,用非线性动力有限元数值分析方法,详细分析了强夯过程中地基土内的动应力、变形、加速度和孔隙水压力的分布及随时间的变化过程,进而分析地基土的强夯特性及加固效果,探讨强夯机理,为工程设计服务。

前言

强夯法(亦名动力固结法)于1969年由法国工程师梅那(L. Menard)首创以来,在实践中已被证实是一种较好的地基处理方法,但到目前为止,强夯法尚停留在经验设计阶段,严格的强夯模型的建立和理论计算分析不多^[1,2],本文配合工程实际,建立强夯模型,编制非线性动力有限元计算分析程序,分析地基土的强夯特性及加固效果。

强夯模型的建立

本文将强夯描述为地面受到冲击荷载作用,从而引起土体单元动力反应的过程,也就是在外加冲击荷载作用下,土体各单元的位移、速度、加速度、孔压、应力等发生一系列变化,从而引起土体变形压密、剪切破坏、液化等过程。

1. 土的本构关系

到目前尚未看到专门适合于强夯的土的本构模型。本文对每一夯击采用一种加荷变形模量和退荷再加荷变形模量,不同的夯击采用不同的模量。计算时首先判断某一时段结束后土体的应力状态,如土体的偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 大于应力历史上的最大偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$,则下一时段采用加荷模量,反之,则采用退荷再加荷模量。

2. 动力平衡方程

强夯时的动力平衡方程,同一般的动力平衡方程式是一样的。有限元离散后,对任一单元,有方程:

$$[K]_e \{u\} + [c]_e \{\dot{u}\} + [m]_e \{\ddot{u}\} = \{R(t)\}$$

式中 $\{u\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 、 $\{\ddot{u}\}$ 分别为节点位移、速度、加速度列向量, $\{R(t)\}$ 为荷载列向量, $[K]_e$ 为单元刚度矩阵, $[m]_e$ 为单元质量矩阵,采用一致质量矩阵, $[c]_e$ 为单元阻尼矩阵,采用瑞雷阻尼形式,即: $[c]_e = a[m]_e + b[K]_e$,式中 a 、 b 为常数, $a = \lambda_0 w_0$, $b = \lambda_0 / w_0$, w_0 、 λ_0 分别为系统的基本圆频率和相对应的阻尼系数, w_0 可根据实际情况由场地基本周期求得, λ_0 在0.02~0.24范围内变化。

3. 孔隙水压力增长模式

采用斯凯普敦 (Skempton) 公式: $\Delta u = \beta \Delta \sigma_{oc1} + \alpha \Delta \tau_{oc1}$, 式中 $\Delta \sigma_{oc1}$ 、 $\Delta \tau_{oc1}$ 分别为八面体正应力增量和剪应力增量, 对轴对称问题, 系数 $\beta = B$, $\alpha = (3A - 1)/\sqrt{2}$, A , B 为孔隙水压力系数, 通过三轴试验测得。

4. 土体液化破坏准则

本文把某一时刻孔压值达到和超过此时的平均主应力 $\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_r + \sigma_z + \sigma_\theta)$ 的状态, 作为初始液化的标准, 即液化破坏状态。

5. 强夯冲击荷载特性

根据实测, 应力波为一尖峰, 没有明显的第二应力波; 简化的理论分析结果为一正弦应力波^[8], $\sigma_{max} = v_0 \sqrt{MS} / \pi r^2$, 式中 v_0 为锤击速度, r 为夯锤半径, M 为夯锤质量, $S = 2rE / (1 - \nu^2)$ 为弹性常数, E 为弹性模量, ν 为泊松比。上升时间 $t_{升} = t_{降} = 0.5\pi \sqrt{M/S}$ 。本文继续将其化作三角形分布如图1所示。

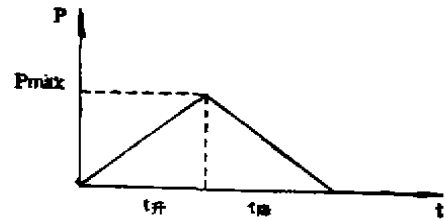


图1 强夯荷载模型

方程求解与程序设计

对于动力平衡方程的求解, 本文采用时域法中的直接积分法。在空间上取有限元法, 在时间域内用差分法, 将方程离散化, 差分格式采用 Wilson- θ 法, θ 取 1.4, 即得^[9],

$$[\bar{K}] \cdot \{\Delta u_{\theta \Delta t}\} = \{\Delta \bar{R}_{\theta \Delta t}\}$$

式中

$$[\bar{K}] = (1 + a_1 b)[K] + (a_0 + a_1 \alpha)[M]$$

$$\{\Delta \bar{R}_{\theta \Delta t}\} = \{\Delta R_{\theta \Delta t}\} + [M] \{ (a_2 + 3\alpha) \{\dot{u}_i\} + (3 + a_3 \alpha) \{\ddot{u}_i\} + [K] (3b \{\dot{u}_i\} + a_3 b \{\ddot{u}_i\}) \}$$

a_0, a_1, a_2, a_3 为系数, 与 θ 及 Δt 有关。解得 $\Delta u_{\theta \Delta t}$ 后即可进一步求得 $t + \Delta t$ 时刻的位移、速度、加速度及应变增量、应力增量等等。

据此, 本文编制了强夯轴对称有限元动力分析微机程序, 经过与实测数据对比, 程序的正确性基本得到验证^[9]。它可计算强夯过程中土体内的位移、速度、加速度及动应力的时程曲线和分布形式, 得到最终沉降量及土体内动孔压的发展变化, 进而分析强夯的加固范围和加固效果。

计算结果分析

交通部三航局科研所叶柏荣等在宁波镇海港区 30 万 m^2 吹填粉煤灰场地上进行了五种不同的地基加固方法的现场试验, 结果表明, 重锤夯实效果最好, 相对密度从 0.35 升到 0.83。

为分析强夯加固的特性,本文配合镇海电厂饱和吹填粉煤灰($D_r = 0.35$)地基的加固利用,用一个例子进行定量分析。

设夯锤重98kN,落距13m,锤底面积 4m^2 ,计算断面和单元划分如图2所示。计算时场地半径取16.1m,深21.0m,在粉煤灰表面铺设1.0m的垫层,以下20.0m均为粉煤灰层,共分30个8节点轴对称等参单元和113个节点。垫层和粉煤灰的性质参数及其它计算参数见下表^[3]。

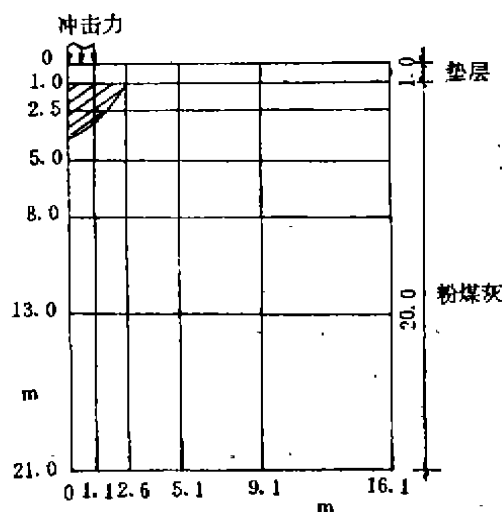


图2 强夯计算断面与单元划分

强夯主要输入参数

表1

	最大作用力 $\times 100\text{kPa}$	升压时间 s	降压时间 s	时段 Δt s	阻尼系数 a 1/s	阻尼系数 b s
	14.7	0.0428	0.0428	0.00214	4.714	0.00477
	容重 ρ kN/m^3	孔压系数 B	孔压系数 A	泊松比	加荷模量 $\times 100\text{kPa}$	卸荷再加荷模量 $\times 100\text{kPa}$
垫层	20.0	0.0	0.33	0.35	80.0	400.0
粉煤灰	14.5	1.0	1.0	0.42	21.5	107.5

1. 土体的变形

强夯荷载下,夯坑下土体受到强烈冲击,位移量大,图3是夯击后地表面的最终形状,可见夯坑深陷平均达28.1cm,而夯坑附近地表稍有隆起,这同一般强夯工程中所看到

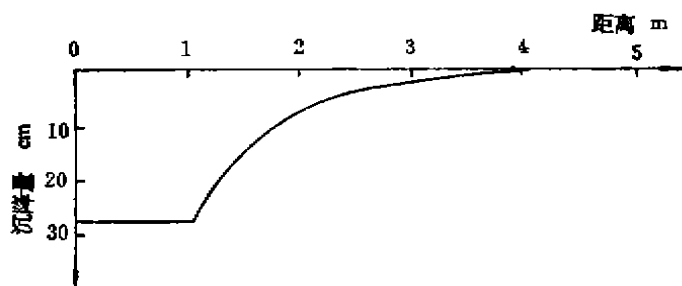


图3 夯坑最终形状

的现象相似。图4是垫层下灰体表面的永久变形,可见1.0m厚垫层下灰体的压缩量仍是很大的,平均达23.2cm,占总沉陷的极大部分。

图5给出夯坑下沉沿深度的衰减情况。沉降随深度衰减很快,在灰面下4m处沉降量为2.8cm,而到达7m处,沉降量颇少,仅为0.91cm。

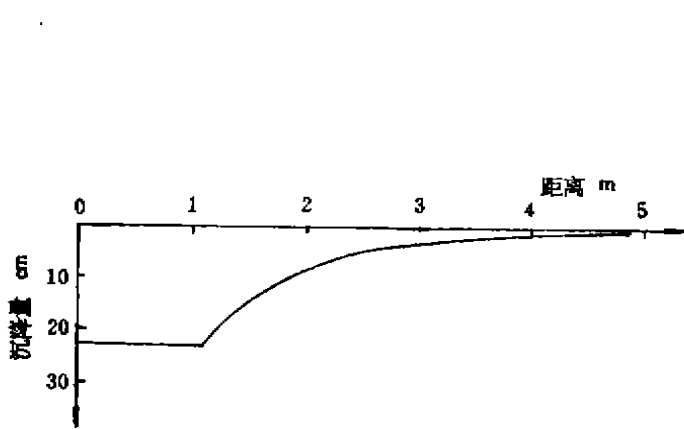


图4 夯击后垫层下灰体表面永久变形

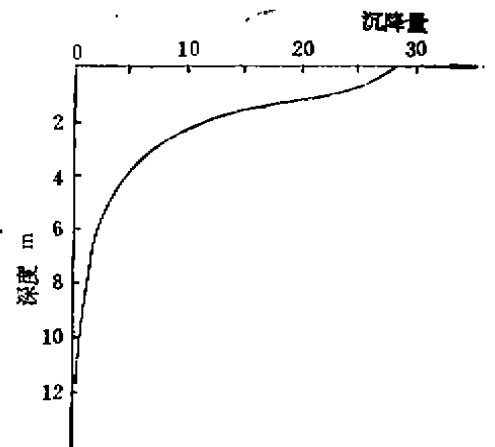


图5 夯坑下方沉降沿深度分布

图6、7、8分别表示了夯坑中心下1.0m, 2.5m和5.0m处的竖向位移时程曲线。由图可见, 土体内各点的位移最大值并不在冲击荷载峰值处, 而是滞后许多, 灰体表面达最大位移时间在冲击荷载刚好结束处附近, 而且随深度增加, 滞后越来越多, 从这里可以看到土体内应力波沿深度的传播特征。最大位移后的回弹量是很少的。而横向位移比竖向位移要小得多。

2. 土体内的应力

图9表示了夯坑下方最大竖向动应力 σ_{zmax} 沿深度的衰减曲线。表面最大动应力平均是 $12.4 \times 100\text{kPa}$, 与输入的冲击荷载最大值 $14.7 \times 100\text{kPa}$ 接近, 在灰面下4.0m处最大动应力仅为 $0.81 \times 100\text{kPa}$, 减小甚多, 这与沉降随深度衰减的规律相似。

图10、11、12分别表示夯坑中心下1.0m, 2.5m和8.0m处竖向应力时程曲线。从中可见, 在冲击荷载作用下, 土中形成脉冲应力波, 其峰值到来时间从夯锤与地面作用处向下逐渐推后, 这反映了应力在土中的传播, 脉冲波过后, 土中仍有应力传播, 但应力幅值已减小。

比较位移时程曲线和应力时程曲线, 可以发现两者并不同步, 应力峰值到来之时要比位移峰值为早, 即位移比应力要滞后一些时间。如在夯坑表面, 应力峰值几乎跟外加冲击

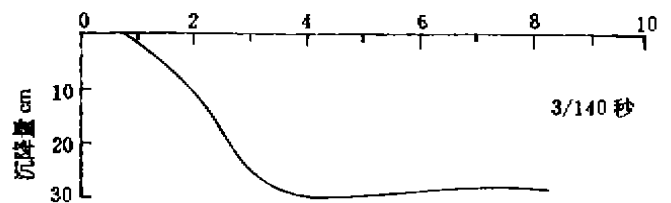


图6 夯坑中心下方1.8米处竖向位移时程曲线

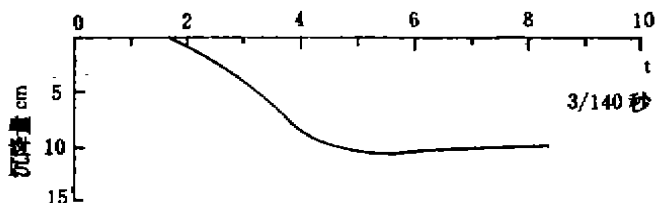


图7 夯坑中心下方2.5米处竖向位移时程曲线

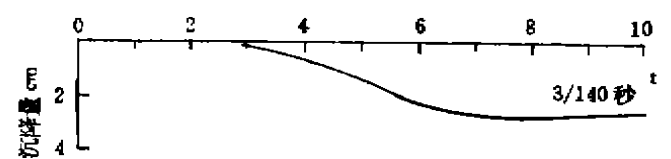


图8 夯坑中心下方5.8米处竖向位移时程曲线

荷载峰值同步到来, 但位移峰值到来时间却在冲击荷载结束处附近。这同现场测量的结果相似。

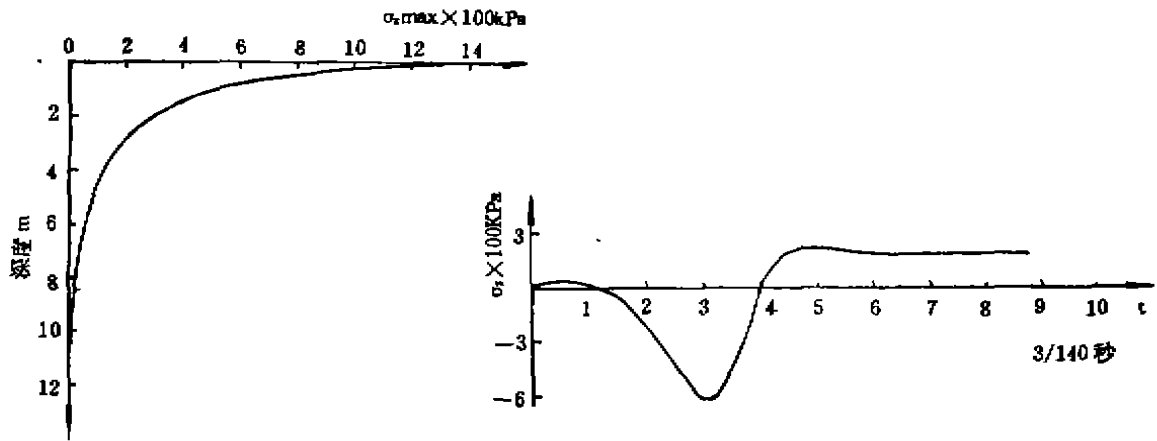


图9 夯坑下方最大竖向动应力沿深度衰减曲线 图10 夯坑中心下方1.0米处竖向应力时程曲线

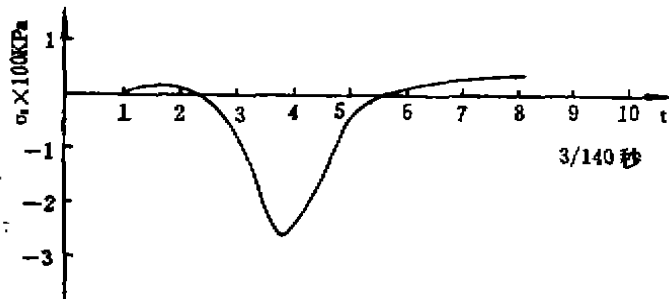


图11 夯坑中心下方2.5米处竖向应力时程曲线

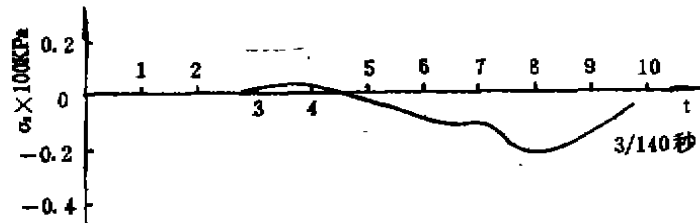


图12 夯坑中心下方8.0米处竖向应力时程曲线

4. 土中的加速度

强夯时, 夯坑附近土体的运动加速度很大, 可达20~30g, 但其值随深度减小甚快, 如图13。

图14, 15, 16 分别表示距中轴线 2.5m 处的地表面, 地表下 2.5m 及 5.0m 处的竖向加速度时程曲线。从图可见, 当加速度振动一段时间后, 由于阻尼的存在而逐渐减弱。

5. 土体的液化

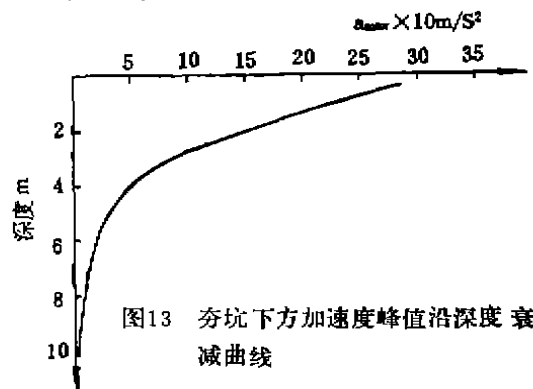


图13 夯坑下方加速度峰值沿深度衰减曲线

本文算得夯一击后有二个单元粉煤灰处于液化状态, 其范围是半径 2.6m, 深 3.0m, 见图 2 阴影区所示。随着夯击数的增大, 液化区域会扩大, 从而加固范围逐渐增大。

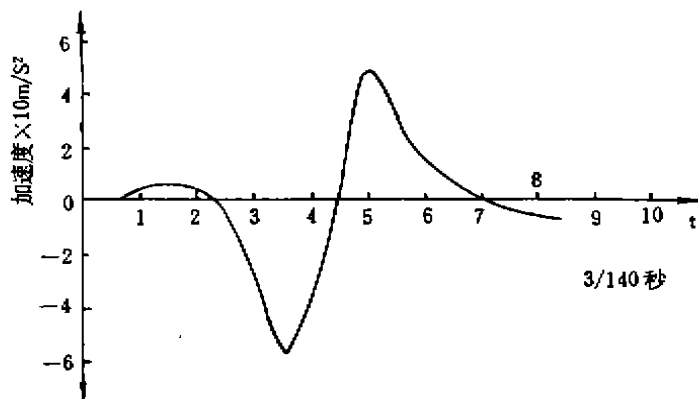


图14 距中轴线2.5米地表面竖向加速度时程曲线

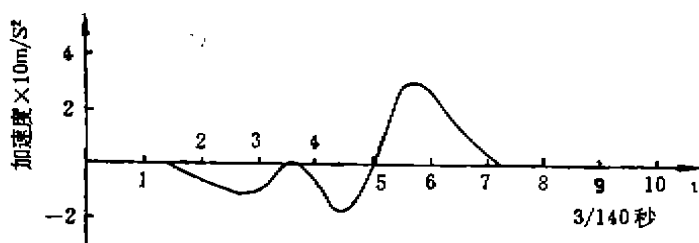


图15 距中轴线2.5米深2.5米处竖向加速度时程曲线

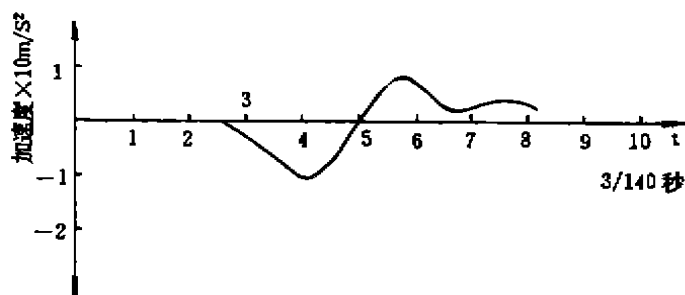


图16 距中轴线2.5米深5.0米处竖向加速度时程曲线

结论

1. 计算结果表明, 本文建立的强夯模型、数值计算方法以及设计的程序是正确可行的, 它可用于分析强夯规律, 解释强夯工程中的现象, 为工程设计服务。

2. 强夯时, 在夯坑附近浅层区域内, 无论残余位移、加速度和应力峰值都很大, 但随深度增加, 衰减很快。如在本文算例中, 粉煤灰表面以下7.0m深处, 沉降仅为0.91m, 加速度峰值 1.1g, 竖向应力最大值也只有 24kPa, 强夯的效果已经很小, 因此, 它适宜浅

层土体的加固。

3. 从位移、应力、加速度时程曲线可见, 应力波向下、向外传播, 当应力波到来时, 土体产生较大的变形、加速度和应力, 当应力波过后, 土中虽仍有应力传播, 但应力幅值将减小。

4. 强夯时, 应力峰值到来之时要比位移峰值为早, 即位移比应力要滞后一段时间。

参考文献

- 1 钱家欢等, 动力固结的理论与实践, 岩土工程学报, 第6期, 1986年。
- 2 吴铭炳、王钟琦, 强夯机理的数值分析, 工程勘察, 第3期, 1989年。
- 3 梁志荣, 水力冲填(吹填)粉煤灰的性质及加固方法的研究(硕士论文), 同济大学, 1991年2月。

树根桩技术试验研究及其应用

杨永浩

上海市特种工程研究所

树根桩 (Root Piles) 是一种微型桩, 亦可谓小直径的钻孔灌注桩, 通常的直径是7.5cm至25cm, 它是利用钻机按一定直径要求, 钻孔到设计标高, 然后放入钢筋笼或者型钢, 同时放入注浆管, 用注入水泥浆或者混凝土而成桩。(亦可在钻孔内预填碎石后, 再注入水泥浆或者水泥砂浆方法, 即用升浆法混凝土而成桩)。施工时, 根据需要, 树根桩可以是垂直的, 也可以是倾斜的; 可以是单根的, 亦可以是成束的; 可以是端承桩, 亦可以是摩擦桩。在地质情况较差的情况, 为了提高其承载力, 可以采用一次注浆法成桩, 还可以采用二次以及二次以上的注浆法。

树根桩在第二次世界大战后, 从意大利传到欧洲和美国, 目前世界上已较广泛应用于地基加固和托换工程中。在国际上已有3000多个工程应用树根桩。尤其是近一个世纪以来, 地铁交通的发展和城市建设地下工程的增加, 对原有建筑物的影响面和深度越来越大, 作为地基加固和托换工程应用的树根桩, 越来越显示它的重要性。在我国从八十年代初开始为了苏州虎丘塔的地基加固, 进行树根桩机理、工艺和承载力的研究。从而把树根桩应用于虎丘塔地基加固和现代建筑物的地基加固工程上。通过试验和应用, 对树根桩的认识和意义有了进一步的了解。我们认为树根桩不仅能应用于黄土、砂性土, 而且在饱和软土地层中亦可以达到预想的效果。

树根桩的应用范围:

- 一、建筑物需要加层(或上部结构增加荷载), 地基和基础承载力不足时;
- 二、由于地质勘察、设计和施工原因, 建筑物建成后, 发生了不均匀沉降;
- 三、由于市政工程, 如地铁或隧道通过建筑物下面地基土层时, 为了防止建筑物的不均匀沉降;
- 四、古建筑物的地基基础加固;(即无振动、干燥施工法)。
- 五、对岩石和土体边坡稳定加固; 地下挡土墙和防渗墙等, 均可用树根桩来施工实现。

树根桩施工方法的特点:

1. 施工场地小和施工高度低, 一般有2.5m的净空就能施工, 占地1.0×1.5m就能进入机械。
2. 施工时噪音和振动小, 对邻近建筑物无影响。

3. 所有操作都在地面进行, 安全可靠。
4. 能在各种类型的土层中施工树根桩。
5. 施工时不改变原有建筑物的静力平衡状态, 同时还可以使树根桩和上部结构(包括基础和地基连接起来)。

其用于托换工程的特点是:

- 一、应用树根桩托换时, 可认为树根桩在施工中不起作用。
- 二、此后, 当建筑物产生极小的沉降时, 树根桩反应是敏感的, 桩将承受建筑物的部分荷载, 同时使基底土反力相应减少。如建筑物继续下沉, 则树根桩将继续分担荷载, 直至全部荷载由树根桩来承担为止。

对于新建的建筑物下桩基的使用荷载, 只能是桩的极限荷载的一部分, 其安全系数取决于许多因素, 尤其是必须考虑新建的建筑物所能容许的沉降值, 有关桩基设计的这一要求, 对于基础托换则更为重要。

树根桩进行托换时, 原有地基土的安全系数一般是很小的, 但决不会小于 1, 如果小于 1, 建筑物将倒坍, 而树根桩的设立, 将不会使安全系数 (>1) 的储量消失。因此, 托换后的安全系数将是:

$$K = K_s + K_p$$

式中, K_s ——原有地基土的安全系数 ($K_s \geq 1$)

$$K_p \text{——树根桩的安全系数。} K_p = \frac{P_u \cdot n}{W}$$

n ——树根桩的根数

W ——建筑物的总荷载,

P_u ——树根桩单桩容许承载力

由此可见, 经树根桩托换工程其安全系数并不等于加固后建筑物下桩的安全系数, 实际上它的安全系数要大得多。

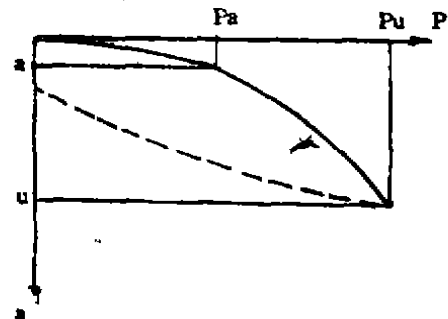


图1 树根桩垂直荷载试验曲线

树根桩的施工工艺:

一、成孔:

树根桩的成孔, 一般均是采用工程地质钻机或采矿钻机钻孔(干钻孔和湿钻孔两种)。钻孔除渣方法, 可以减少振动。当在饱和软土地层中采用湿钻孔方法, 即是用水或者泥浆作为循环冷却钻头和除渣手段, 同时循环在钻进过程中水和泥土搅拌混合在一起亦变成泥浆状, 起到护孔壁的作用。由于所钻孔径较小, 多采用正循环方法, 有时为了提高树根桩的承载力, 当钻到某层较硬土层, 换上水力扩孔钻头。在饱和软土地层钻进时, 经常遇到粉砂层(即流砂层), 钻进时, 进尺速度要慢, 依靠岩芯管在粉砂层孔表面, 磨动旋转, 再加上钻孔内泥浆, 使其孔壁表面形成泥皮, 以达到护孔。

在饱和软土层中, 一般情况下, 钻进时不用套管护孔, 如果要用的话, 也仅是在地表1m以上部位, 最好套管高出地面10cm, 防止钻具碰压坏孔口。有时地表土有较厚的杂填土时

(包括建筑垃圾等), 这层土由于没有固结, 而有松散性, 为了防止坍孔, 钻进时必须加护孔套管。直钻到设计标高, 同时要洗孔, 以达到溢出较清的水为止。

二、钢筋笼与注浆管制作:

钢筋笼(或型钢)根据设计承受荷载而确定其含钢量, 当施工的空间较小时, 可以把钢筋笼分段制作, 在沉放时进行焊接(或者绑扎), 由于树根桩的直径较小, 故钢筋的混凝土保护层1.0至1.5cm, 对于有特种要求, 则另作处理。

注浆管的制作, 当考虑把注浆管拔出时, 在接头处采用内缩节, 使外管壁光滑, 容易从砂浆中(或混凝土中)拔出。对注浆管的处理, 需在管底口用黑胶布或聚氯乙烯胶布封住。有时为了提高树根桩的承载力, 而采用二次注浆的成桩法, 这样就要放置两根注浆管, 二次注浆管的构造依地层而定, 一般在较好的地层中, 把二次注浆管作成花管形式, 在管底口以上1.0m范围作成花管, 其孔眼直径0.8cm, 纵向间距10cm, 纵向四排, 然后用一层聚氯乙烯封住。防止放管时泥浆水或第一次注浆时水泥浆进入管内。注浆管一般是放在钢筋笼内, 一起放到钻孔内。

三、注浆成桩:

钢筋笼和注浆管沉入钻孔之后, 立即投入碎石子(粒径5~25mm, 如果钻孔深度超过20m时, 可以分二次投入, 然后接通压浆管, 进行压入水泥浆; 当不用升浆法混凝土成桩时, 可以直接压入水泥砂浆, 注浆管可以在注浆过程中, 随注随拔, 但注浆管一定要埋入水泥浆中2~3m, 以保证桩体的质量。注入水泥浆时, 碎石孔隙中的泥浆, 被比重较大的水泥浆所置换, 直至水泥浆从钻孔口溢出为止, 便完成桩体。

注浆压力是随桩长而增加的, 桩长度在20m时, 其压力0.3~0.5MPa; 当长度30m时, 压力0.6~0.7MPa。如果采用二次注浆法时, 其二次注浆要待第一次水泥浆液达到初凝以后, 才能进行二次注浆, 二次注浆压力达到1.5MPa以上, 因为二次注浆除要冲破封口的聚氯乙烯粘胶布外, 还要冲破初凝的水泥浆, 以使浆液挤压在桩体和土壁之间。这样可以提高桩的承载力25~40%。因为在饱和软土地层中施工树根桩, 其承载力主要是靠桩和土体的摩擦力, 其桩在受压时, 达到屈服极限, 往往都是土体的抗剪强度破坏。从下列土力学公式可以看出二次注浆对提高桩承载力的效果。

$$\tau = \sigma_r \times \operatorname{tg} \phi + C$$

式中, τ ——土的抗剪强度;

σ_r ——桩体受到土体的法向应力;

ϕ ——土的内摩擦角;

C ——土体的内聚力。

当二次注浆后, 水泥浆注入到浆和土体之间, 增加了土体的对桩的法向应力, 出现了 $\Delta\sigma = \sigma_{r2} - \sigma_{r1} > 0$, 同时桩周围土体受到挤压, 孔隙比减小, 亦提高了 ϕ 值。由于 σ_r 和 ϕ 值的提高, 对土体的抗剪强度 τ 值有较显著的效果。树根桩的材料, 多是用钢筋混凝土或者水泥砂浆填充。常用水泥浆和水泥砂浆配比如下表1。

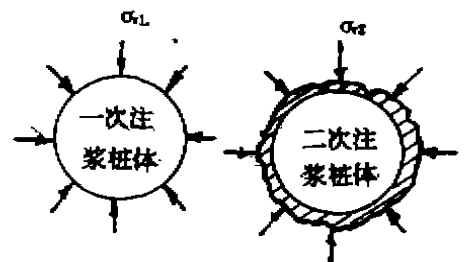


图2 二次注浆提高桩的法向应力示意图

表1

材料	普硅水泥	水	细砂	减水剂	备注
注浆次数	425#		D<0.5mm		
一次注浆	1	0.5	0	0.0025	升浆法混凝土注入的浆液
一次注浆	1	0.55	0.3	0.0025	桩体为水泥砂浆的配比
二次注浆	2	0.45	0	0.0025	提高承载力二次注浆的配比

采用《表1》的注浆配比，经现场试块强度试验，其混凝土或水泥砂浆抗压强度在300级以上。

树根桩承载力试验：

树根桩在饱和软土地层中用注浆法成桩，试验标准参考钻孔灌注桩试验标准，荷载分级0kN至160kN每级差为40kN，160kN以后级差为20kN。加载时间160kN以前每级荷载间隔15分钟，观测4次，即0'、5'、10'和15'观测。

确定桩级限承载力的标准：

1. 在某一级荷载作用下，桩顶变位的速率 Δs 已不再趋向零，而是趋向于某一常数或者越来越大，说明桩和土体之间的抗剪强度达到破坏状态。

2. 在某级荷载作用下，变位的增值是上一级荷载作用下变位量的5倍。

3. 在某一级荷载作用后，荷载有较快的衰减现象。

图3是树根桩轴心荷载试验装置示意图。

表2和表3是采用注浆法成桩的树根桩轴心受压试验结果。从此两表可以看出，树根桩在饱和软土地层中的极限承载力是有其技术可行性的，而且有特殊功能的，经济效益是高的。同时可以看出采用升浆法和砂浆成桩均可以在工程应用中应用，而注入砂浆成桩的均质性较好，升浆法成桩的质性，由于填入的碎石子的级配不当，水泥浆的置换性就较差，会造成桩的不均匀性，从而削减了桩的截面强度。所以在升浆法施工中，对石子的粒径和级配要求较高，必须在室内先做试验加以确定。

从表2中树根桩试验伸入不同的土层，由此可以计算每层土的摩阻力值，但由于桩体的变形模量远大于土体的变形模量，而且桩在土体中相当于一个细长的杆子，因此在受压时，桩体与土体之间是不协调的变形，形成上部大，下部小，这样给桩侧面阻力的计算增加困难，因此只能计算各层土体的平均摩阻力值。据此推导出摩擦的树根桩的轴心压力计算公式：

$$P = \pi D \sum_{i=1}^n (K_i r_i h_i \tan \phi_i + h_i C_i) + A[R]$$

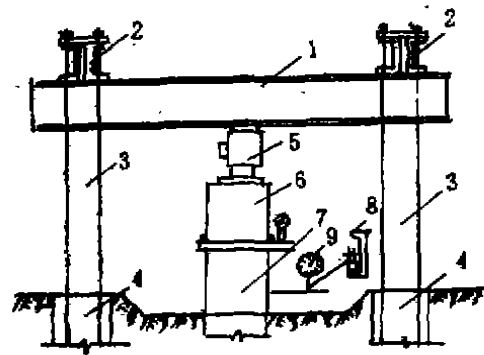


图3 轴心荷载试验装置图

1. 主反力架 2. 反力次梁 3. 拉杆 4. 锚桩
5. 测力传感器 6. 千斤顶 7. 试桩 8. 基准梁
9. 机械百分表

验试结果(二次注浆法成桩)

表2

项 桩号	钻孔 深度 m	钻孔 直径 mm	扩孔 深度 m	破坏 荷载 kN	破坏 位移 mm	极限 荷载 kN	极限 位移 mm	一次注 浆压力 MPa	二次注 浆压力 MPa	残余 位移 mm	备 注	
A1	22.0	180	9.0	>400	--	>400	--	0.4~0.5	2.0	--	桩设计长 度(m)	
A2	21.6	180	8.2	510	21.9	480	14.15	0.5~0.6	2.0	14.1		
B1	17.1	180	8.1	260	16.6	230	4.35	0.8~1.0	1.0	13.85		A = 21m
B2	16.8	180	5.8	320	--	300	7.41	0.5~0.7	1.0	5.63		B = 16.5m
C1	11.0	180	3.0	160	13.5	140	4.5	0.3~0.4	0.8	10.53		C = 10.5m
C2	10.8	180	3.8	200	10.4	170	4.55	0.5~0.7	1.0	8.25	D = 5.7m	
D1	6.4	180	2.4	140	5.5	120	3.46	0.3~0.4	0.4	5.94	E = 3.0m	
D2	6.7	180	2.7	140	9.95	120	6.50	0.4~0.5	0.6	14.0		
E1	3.8	180	2.8	70	2.89	60	1.75	--	--	10.18		

升浆法单桩荷载试验结果

表3

桩型	编 号	桩长 m	钢筋	倾角	施工 方法	试桩 方法	极限承载力		备 注
							极限荷载	相应沉降	
竖 直 长	ZU-1	18	4φ18	0°	有套管	慢速法	300kN	8.5mm	
						快速法	280	8.9	
	ZU-2	18	4φ18	0°	有套管	慢速法	380	9.6	
						快速法	330	9.2	

式中: D ——桩的标准直径(即钻孔直径);

h_i —— i 层土体的厚度;

K_i —— i 层土体的侧压力系数, 对于粘性土 ϕ 值较小, 其静止侧压系数 $K_a = 1 - \sin\phi$ 或者用主动侧压力系数 $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ 两者相差较小, 故用 K_a 是可以有足够精度的。

ϕ_i —— i 层土体的内摩擦角;

C_i —— i 层土体的内聚力值, 当土体为砂性土时, $C_i = 0$ 。

γ_i —— i 层土体的容重,

A ——桩的截面积,

$[R]$ ——桩底层土的容许承载力。

对于端承的树根桩其轴心压力计算公式, 其计算方法按桩的截面强度, 并校验土体端承面的承载力, 取其小值为桩的承载力。

在此必须提出的是, 树根桩的直径较小, 而且又很长, 它在承压时, 是否存在压杆稳定问题(即它的细长比问题), 这一问题, 经过大量的试验和应用, 认为对摩擦型或者是端承型的树根桩均没有出现桩体在受到轴心压力时, 所出现的稳定问题。这主要是由于树根桩在成桩时采用注浆法, 使桩体和土体之间紧密的结合, 土体对桩体有较大的法向应力即相当桩体侧表面有许多的侧连杆, 以保证桩体在受轴心压力时, 不致于失稳。所以在验算时, 不需再验算树根桩的稳定问题。

树根桩在饱和软土地层中进行地基加固, 维护基础和托换基础正在推广应用, 当前随

随着城市基础设施和城市改造，隧道工程和地铁盾构工程等，必然会有更多的房屋和结构设施要进行加固。树根桩在我国从八十年代初期由上海市基础工程公司为苏州虎丘塔地基加固而开发研究的，在人工填土层进行了161根（其中有垂直树根桩32根，斜树根桩16根，无钢筋桩113根）树根桩的加固工程。特别要提的是在饱和软土地层中，对一些建筑物由于特殊原因进行加固处理工程越来越多。目前在一些工程中应用树根桩达15000根，我们深信树根桩工艺将在今后的地基加固工程中发挥它独特的作用。

工程实例

上海龙华污水处理厂，四只二次沉淀池直径40.8m，埋入土中5.2m，地下水位离地面0.5m。工程要求沉淀池满载时，树根桩能够承受压力，减少沉淀池的下沉量；在沉淀池抽空时，树根桩能起抗拔的作用，即抗浮作用。施工采用水泥砂浆注入成桩的，而且是二次注浆方法。其地质资料如图4。

图5是二次沉淀池的树根桩平面布置图和剖面图。桩长18.95m，桩直径18cm，间距2.4m，呈梅花形布置，配筋3φ20。施工时，钢筋直接沉入池底板标高。在沉淀池开挖土方时，钢筋露出和池底板钢筋连接。每只沉淀池布桩257根。四只沉淀池计布置1028根。3台设备施工期60天。四只沉淀池工程竣工后，每池经充水5000m³，预压15天后，观测其平均沉降量5mm，然后抽空，回弹2mm，永久沉降3mm。使建设单位，设计单位和施工单位均满意。

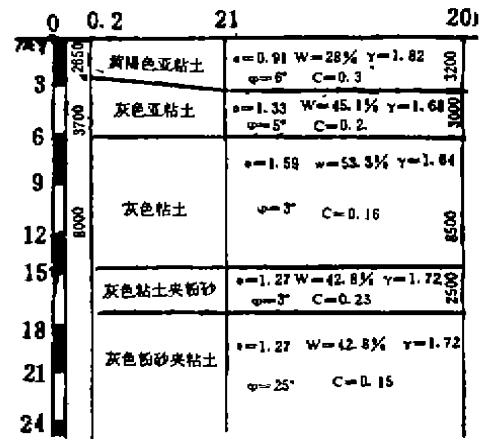


图4 沉淀池地质剖面图

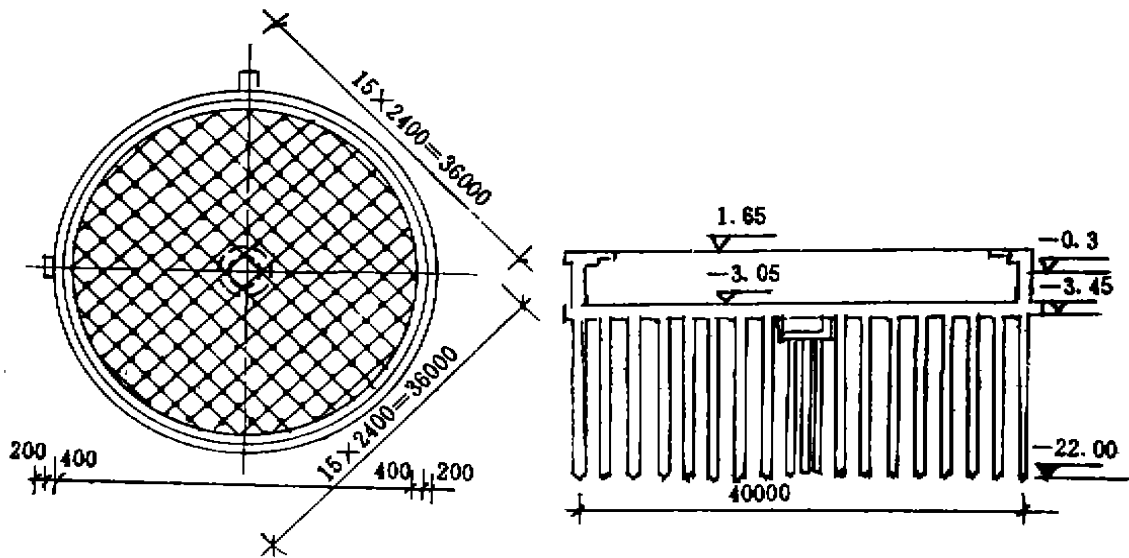


图5 沉淀池抗拔树根桩桩位图和剖面图

二、上海东湖宾馆加层地基加固工程，该宾馆是三十年代建造的钢筋混凝土框架式结构，建筑占地 1400m^2 ，高 14m ，总荷载 4437T ，分别支承在28个独立和条形基础上，最大的条形基础为 135m^2 ，最小的独立基础仅 1.7m^2 ，最浅的埋深 0.85m ，最深的埋深 3.2m 。根据上级指示，在此三层楼的上部加建二层。即成为5层楼。经设计计算增加荷载 2300 余吨，楼高达 25m ，原结构的地基和基础承载力不足，需对基础和地基进行加固处理，当时曾考虑采用放大基础方案，但是此方案遇到如下困难：

1. 部分地基埋深 3.2m ，而且又靠着马路，开挖将影响马路通行，甚至封闭交通；
2. 开挖后遇到地下水，（上海地面下 $0.5\sim 0.7\text{m}$ 就有地下水），如果采用井点降水或者明排水，将影响原结构物的沉降；
3. 开挖扩基方案将要室内地坪全部挖掉，破坏了原来珍贵的厚柚木地板，而且拖延工期。

根据上述原因，扩大基础方案被否定，由上海市特种基础研究所提出树根桩加固基础方案，同济大学设计。施工可以在室内进行，不需要大的施工场地和空间；也不会中断马路交通；加固时不影响原地基的平衡，可以上下一齐施工，缩短工期。

树根桩长度 18m ，直径 15cm ，配筋 $3\phi 16$ 箍筋 $\phi 6@250$ 当钻孔完成后，放入钢筋笼和 $\phi 3/4$ 吋注浆管，填入粒径 $5\sim 25\text{mm}$ 的碎石子，然后注入200级水泥砂浆。原设计树根桩和基础的连接构造是采用基础上增厚混凝土，树根桩的3根钢筋和基础柱钢筋绑扎在一起；由于基础埋深较大，故采用桩顶扩大直径以支承大基础的底面。如图6所示。

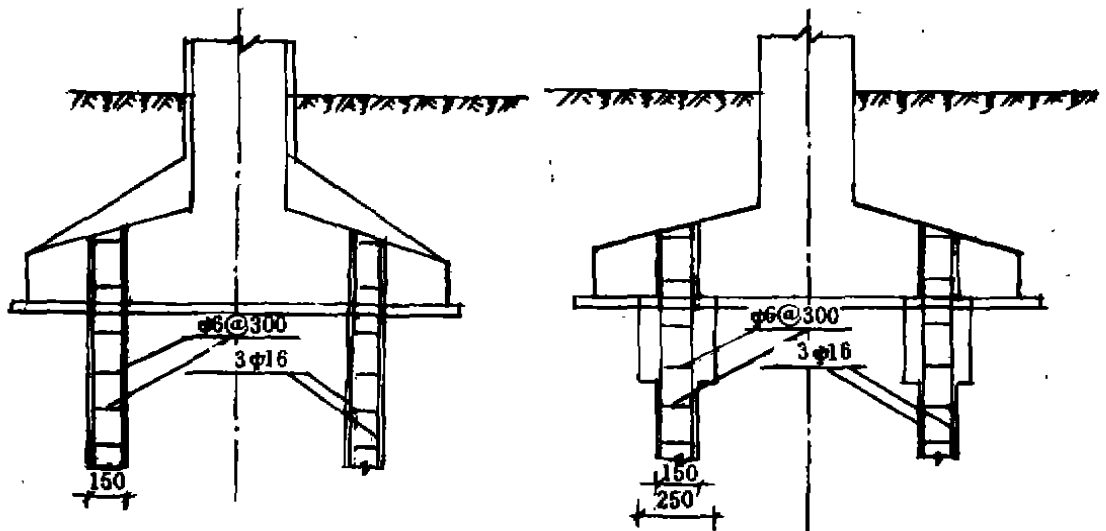


图6 树根桩和基础连接图

设计时考虑桩和基础的共同作用，计施工62根，工期70天，在地基加固至加层建造完成后，经过框架柱的沉降观测：不均匀沉降仅 1.6mm ，（也是最大沉降值），满足工程要求。

三、上海新华铸钢厂造型车间内深基坑施工，加固行车柱地基基础工程。该厂从国外引进铸钢造型设备，拟在造型车间新建钢筋混凝土设备基坑，基坑的底标高 -5.1m ， -4.5m ， -3.7m ， -3.0m 和 2.6m 等不同深度深坑十四个。基坑的实际开挖深度包括底板

和垫层的厚度,最深的达6.6m;而且深坑挡土墙距厂房行车柱基础净距仅1.0m,行车起重量5T,而且柱基础的底标高较浅,仅1.35m,其下又没有桩基础,根据地质资料,在距离仅1.0m行车柱基础旁开挖深坑,必然会使柱基础下的地基土体产生侧向流变(这层土为亚粘土和淤泥质亚粘土呈现很湿和饱和状态,可塑和软塑),直接威胁厂房的稳定安全。上海水运工程设计所提出“造型车间深坑工程可行性研究报告”,论证了采用树根桩89根其中斜槎桩(70度角度)4根,组成2对槎桩,挡土树根桩13根,直径30cm,长度7m;其余树根桩直径15cm,长度25m。桩体配筋5 ϕ 16,箍筋 ϕ 8@200,桩体混凝土200级。树根桩施工采用XY100型钻机,钻进钢筋混凝土基础时,使平口合金钻头和金钢钻头钻进,桩体采用了升浆混凝土施工的。图7是垂直树根桩和斜槎桩构造图。

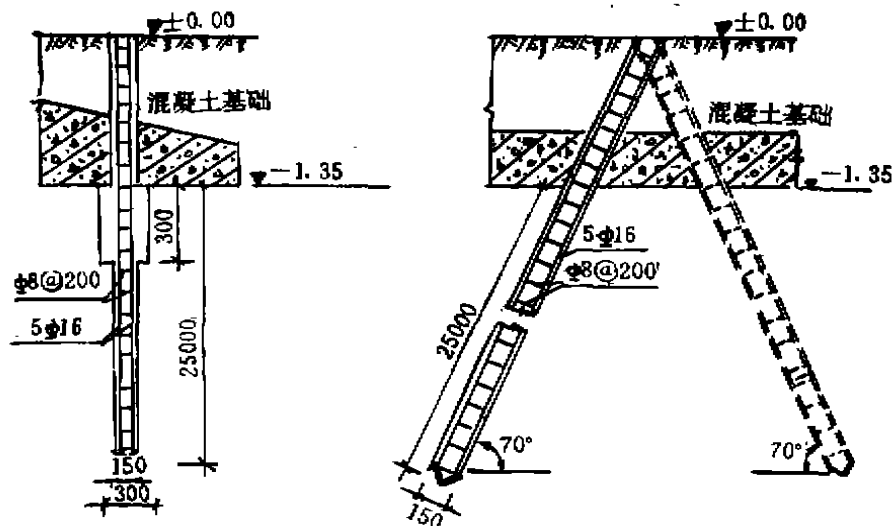


图7 垂直树根桩和斜树根桩构造图

在基坑开挖的转角处,设置了挡土树根桩,见图8。深基坑开挖,在基坑周围使用24号槽钢板桩作为临时挡土结构,在开挖到一定深度进行支撑,直到标高。然后施工钢筋混凝土底板,再施工基坑的挡土墙体。施工期间,5T行车作为基坑挖土和吊装钢筋模板的机具,照常运行。

在施工期间对有影响的行车柱进行水平位移和沉降观测,到工程竣工三个月又进行观测,无水平位移,最大不均匀沉降2mm。工程施工质量得到厂家和国外专家好评。

四、上海延安东路外滩天文台地基加固工程。天文台是一八八四年法租界公董局出资建造的,一九〇五年到一九〇六年木质旗杆被台风刮倒,一九〇七年建成永久性气象信号台,自无线电通讯发展以来,该气象信号台被废除,目前是水上派出所驻地。

该建筑物是由圆柱钢筋混凝土结构和二层楼相连接构成,圆柱塔身高度36.25m,顶端塔桅12.4m,总高度48.65m,由于建筑物已有百余年的历史,建筑物的历史档案已不复存在,对于建筑物下的基础目前已无法考查。根据上海的其他较老的高丛建筑的基础均是采用洋松木桩,其上是放大的承台,但对桩长、桩径都无从查考。此处原是洋泾滨流入黄浦江的河口处,早已填平,现是延安东路。

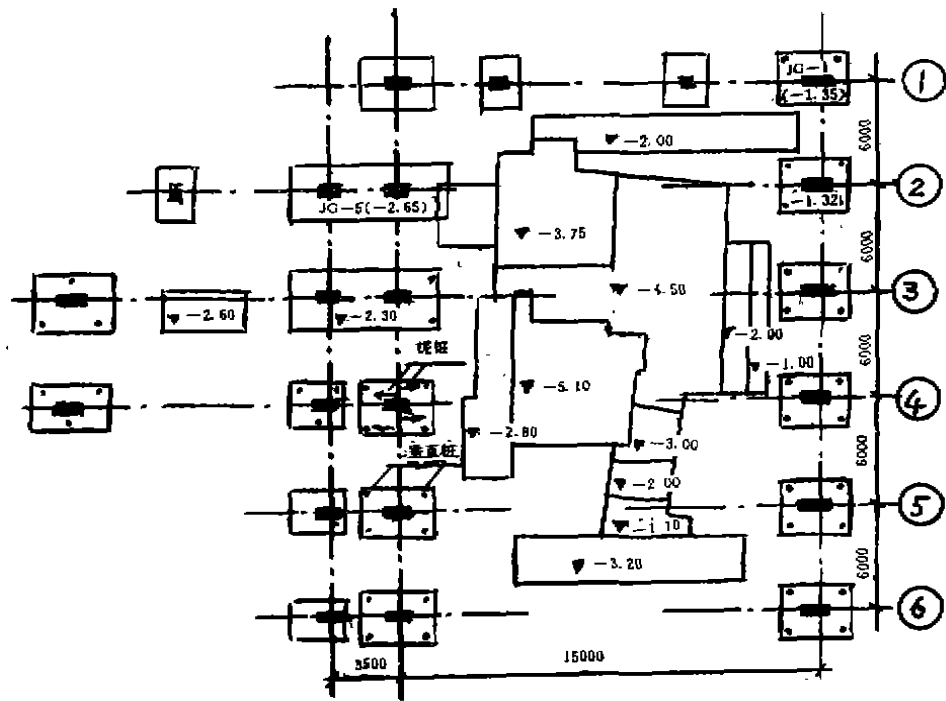


图8 树根桩基础加固桩位图

由于延安东路越江隧道（盾构直径11m）将从天文台附近通过，隧道中心线距天文台外墙边缘仅18m，在地面下20m，经用 Peck 公式计算的沉降影响曲线，直接威胁天文台的安全。根据市领导指示，对天文台进行加固保护。上海隧道工程设计院提出“天文台基础可行性方案设计”，采用两排（两排间距30cm，桩间间距30cm）树根桩对天文台地基土体加固，在土层中形成一道防坍的地下挡土墙。桩长30m，桩径200mm，配主筋4 ϕ 25，箍 ϕ 8@500，伸入隧道盾构底标高4.5m，达到灰色亚粘土层，计134根。由上海北蔡建筑公司施工。图9是天文台和隧道盾构相对位置剖面图。图10是天文台树根桩加固平面布置图。

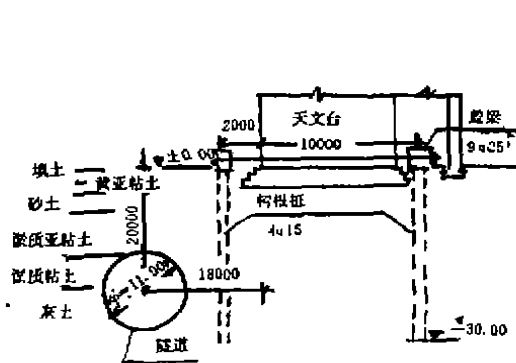


图9 天文台隧道和树根桩桩位置剖面图

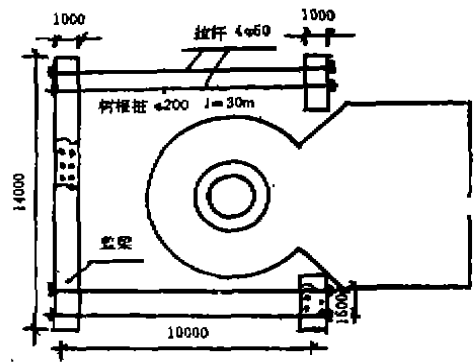


图10.天文台树根桩加固平面图

树根桩采用G-2A型和XU300-2A型钻孔机成孔,应用平口合金钻头冲水钻进,孔径200mm,一次钻进30.5~31.0m,桩体用升浆法混凝土,碎石粒径5~25mm,纯水泥浆使用BW200—40/60型泥浆泵注入,浆液直到从桩顶碎石溢出为止。

树根桩地下挡土墙,在地表下桩顶做成盖梁,其截面1×1m。和后面的作为锚碇桩的树根桩,其上亦做盖梁,前后盖梁各用4Φ50钢拉杆拉牢。

树根桩在饱和软土地层中进行地基加固,维护基础和托换基础正在推广应用。当前随着城市基础设施和城市改造,隧道工程和地铁盾构工程等,必然会有更多的房屋和结构设施要进行加固。树根桩在我国从八十年代初由上海市基础工程公司和同济大学为苏州虎丘塔地基加固而开发研究的,在人工填土层进行了树根桩加固工程。特别要提的是在饱和软土地层中,对一些建筑物由于特殊原因进行加固处理工程越来越多。目前在一些工程中应用树根桩已达15000根,我们深信树根桩工艺将在今后的地基加固工程中发挥它独特的作用。

大吨位静压沉管扩底灌注桩 在福州地区的首次应用

郑文德

(福建省机械工业设计院)

[摘要] 福州发电设备厂同步机车间桩基设计采用静压方法, 将混凝土沉管桩底部扩大借以发挥持力层土的承载能力, 提高单桩承载力, 降低工程造价, 且解决了对邻近建(构)筑物无振动无噪音和无排泥等的环境公害问题, 是值得推广和应用的良好桩型, 本文还就设计和施工中一些有关技术性问题提出见解, 供本桩型推广应用时参考。

前言

福州部分地区深厚的软土地基中常夹有一层轻亚粘土或中砂(约6m上下), 其上淤泥层厚常在8m上下, 其下淤泥质土层较厚, 有的达30~40m左右, 且分布面广, 详图1。其地基土的力学指标详表1。

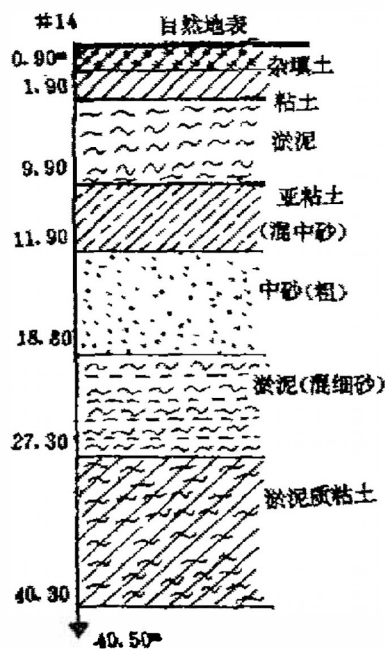


图1 #14孔地质剖面图

福发厂各土层土力学指标

表1

层次	指 标 名 称	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (kPa)	f (kPa)	R_j (kPa)
2	粘 土	0.85	35.6	15~20	
3	淤 泥	0.40	4	5~6	
4	亚粘土 混中砂	0.60	5	8~9	
5	(粗)中砂	7.55	19.9	20~25	1200~1400

我们曾对该工程土质情况分别采用锤击沉管扩底桩、静压沉管扩底桩, 及锤击沉管桩(下面分别简称内夯桩、静压扩桩及沉管桩)等进行施工图设计, 工程实践表明: 采用静压扩桩与内夯扩桩对工程安全省材和较大幅度降低工程造价均

起了明显的效果, 因为它们均充分发挥了持力层的桩端反力。因此就单位混凝土的承载力及单位承载力的工程造价具有显著优点。但静压扩桩较内夯扩桩如前所述能很好地解决有关环境方面的问题。尤其在旧城改造中是一种很受人们喜爱的桩型。

工程概况

福州发电设备厂于86年6月引进英国佩特皮公司E系列发电机和柴油机AP系列自控系统技术,为使尽快形成生产能力,土建工程先上同步机车间,经方案比较,上部结构采用9m柱距的结构给基础设计造成处理大荷载的承荷课题。

根据厂方提出:(1)希望采用单价较低的桩型,工期要短,曾建议采用锤击沉管桩。(2)该厂为文明生产企业,要求桩基施工不能有排泥,以保持厂区洁净。(3)紧挨施工现场不足3m处有一座56年建造而又装饰一新的瓦屋面单层车间,要求桩基施工不能有振动而影响其瓦片掉落等安全问题,且不能有过剧噪音而影响工人的正常生产。(详图2)

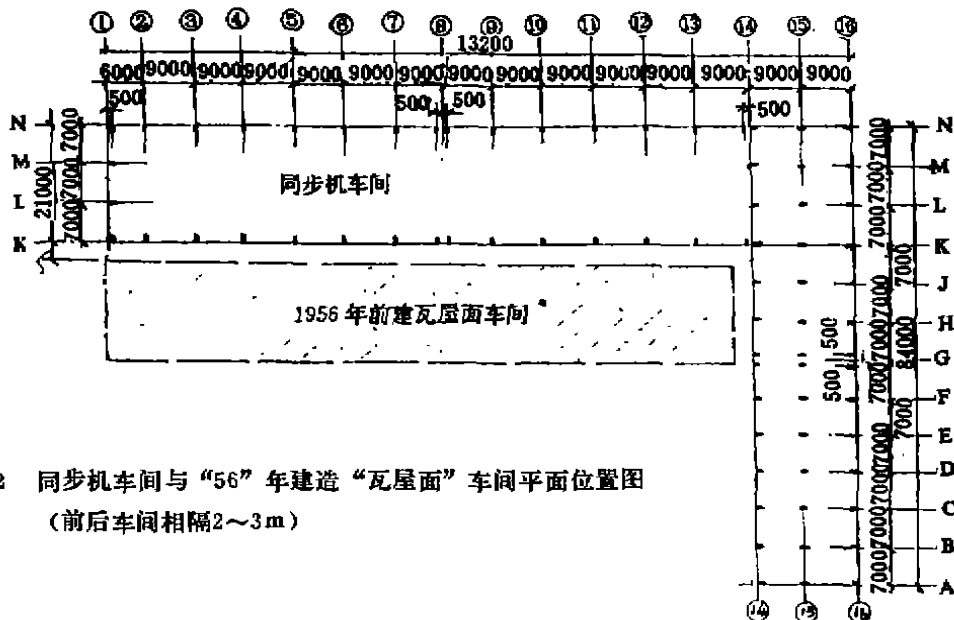


图2 同步机车间与“56”年建造“瓦屋面”车间平面位置图
(前后车间相隔2~3m)

我们充分考虑地质和权衡上述要求,经反复比较采用了以离地面12m深的中砂层作为持力层采用了静压扩桩。

静压扩桩对桩端土虽有扰动的作用,但对轻亚粘土或砂层却有挤密作用可以弥补。总的来说,扰动影响较少。施工实践表明,离同步机车间工程南面不足3m处瓦屋面车间未因桩基施工而发生问题,也未受噪音而影响工人正常生产。

有关福州发电设备厂同步机车间采用静压扩桩与沉管桩的经济效益等情况详见表2。

表2

桩型或百分比	桩身混凝土量 (m ³)	承台混凝土量 (m ³)	垫层混凝土量 (m ³)	混凝土总量 (m ³)	桩基总价 (元)	造价 (元/m ²)	混凝土/m ³ 的造价 (元/m ³)	承载力/10kN的造价 (元/10kN)	混凝土/m ³ 的承载力 (10kN/m ³)
沉管桩	900.00	837.75	68.92	1806.37	566285	101.42	313.49	38.07	82.40
静压扩桩	561.85	424.21	35.12	1020.98	266190	42.56	260.72	18.64	139.90
百分比%	62.41	50.85	50.95	56.52	47.00	41.96	83.16	48.96	169.78

从表中两桩型单方直接费相较可知,采用静压扩桩其单位建筑面积造价远比沉管桩低为41.96%。目前同步机车间工程已竣工投产,从工程的多次沉降观察数据来看,沉降值较小(3~5mm)且很均匀,效果很好。显然,如若福州地区乃至福建全省的软土地区能广泛采用静压扩桩,其经济效益和社会效益将是很可观的。

成桩工艺与技术要求及桩检测结果

1. 成桩工艺

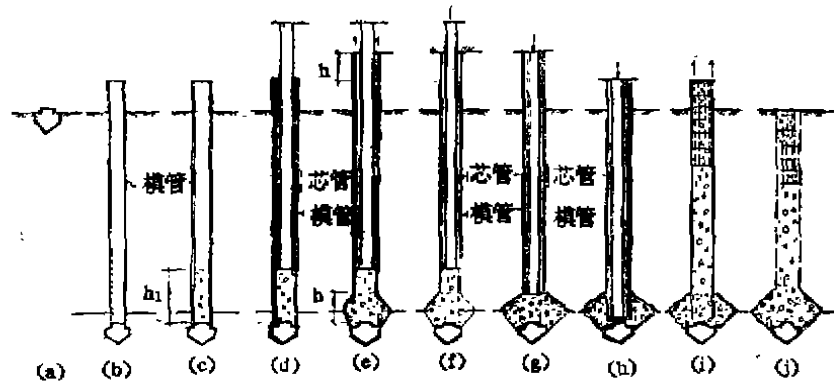


图3 静压沉管扩底桩成桩工艺图

- (a) 预埋桩尖: 要求桩尖埋设与地表相平, 偏位应小于2cm;
- (b) 沉管: 压入钢模管(亦称模管)前应控制其垂直度偏差小于1%, 沉管压力应大于1.5倍设计单桩的允许承载力。(本设计取1.6倍)。
- (c) 灌入扩底混凝土, 其高度为 h_1 , 一般 h_1 值视桩扩头截面而定, 通常取3m左右, 本设计取3.5m。
- (d) 放进“压扩芯管”(亦称内管), 然后锚固内管。
- (e) 根据设计要求, 提升模管 h_2 高度, (一般取1.2m左右), 本设计 h_2 取1.2m。
- (f) 将模管锚固, 把内管往下加压。
- (g) 把内管压至与模管等平时, 将模管放松。
- (h) 将模管与内管一起再往下压, 至压不下去抬架为止, 此时混凝土又外挤, 扩底形成。
- (i) 抽出内管, 灌注混凝土, 安放钢筋笼, 尔后拔出模管。
- (j) 成桩。

本工程单桩承载力 $P_d = 700\text{kN}$, 桩径400mm, 总桩数为209根。

2. 主要技术要求

“静压扩”桩是用配重和卷扬滑轮组加压的方法把锤击式的锤击力替换为静压力, 由于配重缘故桩架行走改为轨道式, 以减少移动摩阻力。施工时尚应注意如下技术要求, 方可确保质量。

- (1) 尽量采用长管打短桩, 混凝土应一次灌满为宜, 为增加混凝土在管内下落速度,

搅拌时可适量掺加减水剂,以形成流态混凝土,减少在管内混凝土对管壁的摩阻力,使桩身混凝土达到不振自密的效果。混凝土坍落度要求:拔管加振动者坍落度为10~12cm,本设计采用加振动器,故设计取值为小于10cm,效果较为满意。

(2) 拔管速度应小于4米/分,本设计取3米/分。开始拔管时应观察模管与混凝土是否同步起落。若有一个时间落差,说明模管已被流态重塑土所侵入,须作复打处理,若确认同步起落,说明桩身混凝土是连续的,方能继续拔管。

(3) 混凝土浇注前应查验模管内是否进泥进水。

(4) 充盈系数:本设计加振动,设计取1.10以上。(通常1.05~1.20)。

3. 检测结果

由于厂方加快施工进度及节省检测费用的要求,利用福建建科所从静载试验和大应变动测法(P.D.A)方法的对比经验,要求按总桩数10%作(P.D.A)抽测,共检测11根,其桩身完整性与承载力可见表3。

从表3中可知,静压扩桩的承载力基本上都在2Pa以上,仅一根略低,但也是很接近的。经工程实践及沉陷观测值(最大为5mm)均较为满意。说明静压扩桩在技术上是可靠的。

表3

桩号	桩身完好	极限承载力(kN)	备注
*11	桩身完好	1410	
*20	桩身完好	1310	P _s 小于设计值
*29	桩身完好	1500	
*30	桩身完好	1430	
*63	桩身完好	大于1370	试验时接桩破坏
*74	桩身完好	1450	
*86	桩身完好	1410	
*121	桩身完好	1520	
*165	桩身完好	大于900	试验时接桩破坏
*181	桩身完好	1560	
*200	桩身完好	1740	

静压扩桩设计

1. 扩底桩直径:

桩扩底直径 D 与灌入模管内混凝土的体积有关,也就是与桩端扩大部分混凝土灌入高度有关。

$$D = \sqrt{\frac{h_1 + h_2}{h_2} \cdot d_1 \cdot \eta} \quad (1)$$

式中： h_1 、 h_2 、 D 意义如前所述， d_1 为模管内径， η 为修正系数、与桩端扩底部分的形状有关，就其实质上来说与扩底所在处两土层土的内聚力 C 及内摩擦角 ϕ 值有关。因为 C 、 ϕ 值直接影响了设计上对 h_1 、 h_2 的取值，文献[1]中把 η 值与 h_1 、 h_2 间关系按表4表示。

表4

增大系数	$h_2/h_1 \leq 0.4$	$0.4 < h_2/h_1 \leq 0.5$	$0.5 < h_2/h_1 < 0.6$
η	1.20	1.15	1.10

必须指出，上式(1)为近似计算式子，它因扩底桩所处的地质情况及施工操作条件等而异，若扩底界面处在淤泥与轻亚粘土层间，容易扩底，若扩底界面处于轻亚粘土与中砂层间，扩底难度较大。本设计工程地质选择的界面正处于上述后者情况，为了扩底顺利，设计要求采用加振器，采用振动力使桩尖周围砂层稍处于液化状，实践证明扩底取得了设计预期效果。

2. 扩底桩单桩轴向容许承载力：

$$P_a = P_u / K \quad (2)$$

式中， P_a ——单桩轴向容许承载力；(kN)

P_u ——单桩轴向受压极限承载力；(kN)

K ——安全系数； $K=2$

若按地勘报告数据测算单桩设计承载力：

$$P_a = \frac{1}{K} m (U \cdot \sum f_{ui} \cdot h_i + A \cdot R_1) \quad (3)$$

式中， f_{ui} ——桩周第 i 层土的极限摩阻力；(kPa)

h_i ——桩周第 i 层土的厚度 (m)

A ——桩身扩头处的横截面面积；(m²)

R_1 ——桩尖平面处土的极限承载力；(kPa)

U ——桩身周长；(m)

m ——折减系数； $m = m_1 \cdot m_2$

m_1 、 m_2 值可按文献[1]表2-4-1及表2-4-2选用， m_1 与 R_1 值及有效桩长有关， m_2 与桩的密度及施工技术熟练与否等因素有关。从设计上布桩必须考虑邻桩效应，选择合适的布桩密度。它由入桩的面度 W_s 和体度 W_v 表示之。按(4)式计算^[1]

$$W_s = \frac{A}{F} \leq 5\% \quad \text{及} \quad W_v = \frac{V}{F} \leq 0.7 \quad (4)$$

式中， A ——扩底桩桩身截面总面积；(m²)

F ——外围桩包络面积；(m²)

V ——扩底桩混凝土总体积；(m³)

从工程实践发现,合理的布桩密度对成桩时的偏位和桩质量有着密切的关系。前述表3第*20桩其 W_s 及 W_r 值均已接近式(4)的极限值,所以我们在承台施工时仍扩大了该承台面积。

3. 桩基受力验算

桩基受力验算仍按文献[2]规定采用,至于桩尖底面土持力层的应力验算,按桩基的外缘面积视作实体深基础的底面积,在假想实体深基础底面土层的承载力可按文献[1]要求验算。

4. 桩基沉降计算及负摩阻力可能产生情况和考虑桩身轴向受压强度必须满足的条件等均按文献[1]采用。

由于本工程下卧层软土较厚,为此我们对下卧层软土的沉降进行计算,其设计最终沉降量为32mm。工程已完竣投产,我们先后多次沉降观测其最大沉降值为5mm,较为满意。因现场土层形成年代很长,且为旧车间改建工程,土层在自重下已完全处于固结状态,地下水位稳定,尚未发现负摩阻力发生的迹象。

讨论与结语

1. 从上述工程实践可知,静压扩桩因单桩承载力远大于锤击沉管桩(前者为后者的2.59倍)所以相应承台尺寸因桩数减少而减小,节省造价(单位建筑面积造价相较为41.96%)并相应节省物力、人力。本工程下部结构(基础梁、承台、及桩)工程造价仅为本工程总建筑造价的7.77%。

2. 静压沉管扩底桩由于施工中无振动无噪音无排泥,是一种无公害的良好桩型。

参考文献

- [1] 沿海地区岩土工程专家组、宁波市机电研究设计院,静压扩底沉管灌注桩设计与施工暂行条例,1989年8月
- [2] 中华人民共和国原城乡建设环境保护部,中华人民共和国国家标准,建筑地基基础设计规范,GBJ7-89 1989年3月
- [3] 《建筑设计综合手册》编制委员会,建筑设计综合手册(第十章) 1989年4月

灌浆法——一种提高桩基承载力的有效方法

薛 轶

(水利水电科学研究院岩土工程研究所)

[摘要] 灌浆和桩基技术是两种不同的地基处理技术。然而近几年国内外的试验研究和工程实例表明:将灌浆技术用于桩基工程,是处理桩基因设计或施工不当,造成过量沉降变形问题及提高桩基承载力的有效措施。本文通过模型试验及国外现场试验结果,分析探讨了灌浆对桩基竖向承载性能的影响,并简要介绍了用灌浆技术解决桩基问题的几种施工方法。文章最后还通过若干工程实例,介绍了灌浆技术在解决桩基问题方面的应用及效果。

引言

桩基础是一种古老且应用广泛的深基础,近二十年来,随着工程建设和工业技术的发展,桩基的设计,施工及科研水平有了很大的提高。然而,由于地基土的变异性及桩—土相互作用的复杂性,导致在某些情况下,桩基施工后,经荷载试验或上部结构变形观测发现:桩基的实际承载力低于设计容许值,致使桩基在荷载作用下,产生过量沉降变形。造成地基承载力不足的原因包括桩的设计方法不够合理以及桩基的施工工艺不适合现场地层的岩土工程性质等,其中后者是最重要的影响因素,无论是打入桩,还是灌注桩,都普遍存在桩的施工对地层造成不同程度的扰动问题,影响了桩基承载力的充分发挥。

以下可以看出:将灌浆技术引入桩基工程,通过灌浆的方法,挤密、固结地基土,进而改善了桩—土间相互作用,是处理桩基承载力不足、桩头产生过量沉降变形等桩基问题的有效措施。不仅如此,在桩基中引入灌浆技术,开发形成后灌浆桩,还可作为灌注桩设计、施工中提高承载力的新途径之一。

灌浆对桩基竖向承载力的影响

为了探讨灌浆对桩基竖向承载力的影响,笔者^[1]曾通过模型试验,测得了21根桩径为48~74mm,桩长为510~680mm的模型桩灌浆前后的荷载~沉降($P\sim S$)曲线。其中部分试桩的尺寸及灌浆情况见表1,试验结果见图1,图2及图3。

图1中各桩尺寸相同。1#桩未进行灌浆,2#,3#桩灌注了普通水泥浆。

图2中各桩尺寸相同,4#桩未灌浆,5#、6#桩灌注了化学浆。

表1

桩号	桩径 (mm)	桩长 (mm)	地基土	灌浆部位	浆液种类	灌浆量 (ml)
1	64	600	砂土		水泥浆	0
2	64	600	砂土	桩尖	W/C = 1:1	3300
3	64	600	砂土	桩尖		4600
4	74	510	粘性土		化学浆	0
5	74	510	粘性土	桩尖	SK-1	300
6	74	510	粘性土	桩尖		700
7	64	600	粘性土		化学浆	0
8	64	600	粘性土	桩尖及侧壁		2800
9	48	680	粘性土		SK-1	0
10	48	680	粘性土	桩尖及侧壁		2800

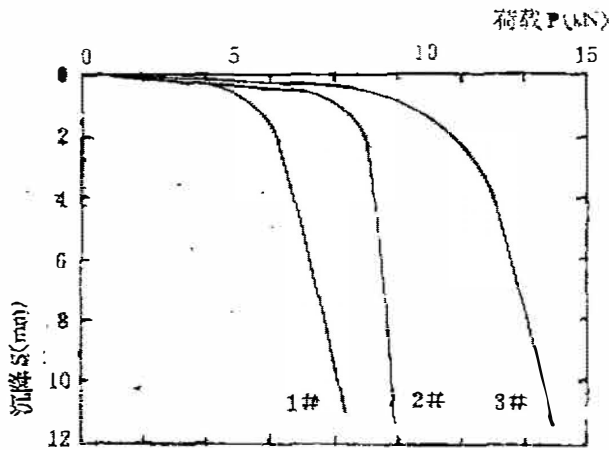


图1

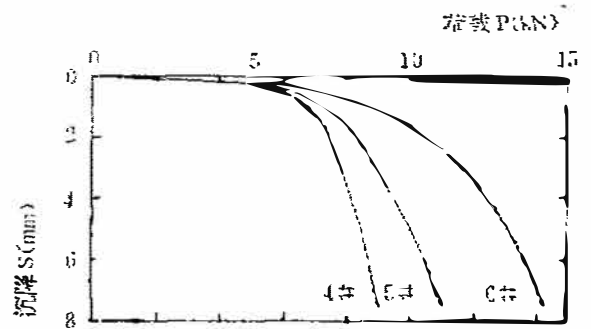


图2

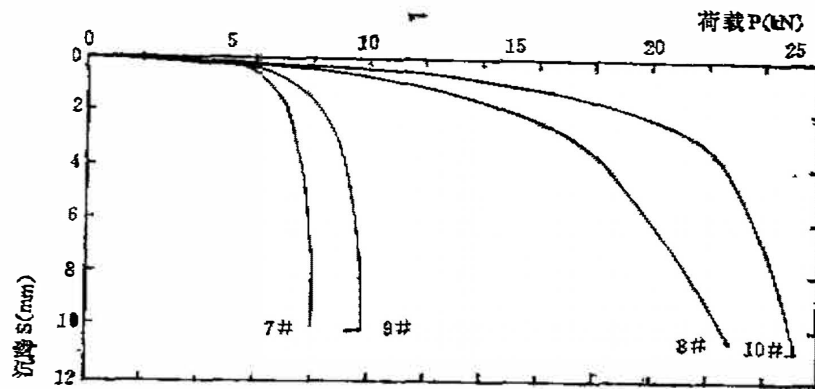


图3

图3中7#、8#桩尺寸相同，7#桩未灌浆，8#桩在桩尖及侧壁处灌注了聚胺脂化学浆。9#、10#桩尺寸相同，9#桩未灌浆，10#桩在桩尖及桩侧处灌注了聚胺脂化学浆。

试验得出的模型桩荷载~沉降曲线表明：灌浆明显地改善了模型桩的竖向承载性能。当桩顶承受相同的荷载时，经过灌浆的模型桩其桩顶沉降变形大幅度降低，当控制相同的桩顶沉降时，经过灌浆的模型桩的承载力显著提高。由试桩曲线还可得出：经过桩尖灌浆处理后，模型桩的承载力可提高40~100%。在桩尖及桩侧均进行灌浆的模型桩的承载力更高，可达未灌浆桩的承载力的1~2倍。

B. CERNAK^[2]和M. STOKER^[3]的现场试验可进一步说明灌浆在改善桩基竖向承载性能方面的实际作用。图4给出了砂卵石基土上桩长为4m，桩径为900mm的大直径灌注桩的试桩曲线。两桩桩身尺寸相同， P_0 桩未经灌浆， P_{15} 桩进行了桩尖灌浆。试桩曲线表明：经过桩尖灌浆后，单桩承载力提高了1.5倍。

图5系中~密实砂土地基上桩径为 $\phi 570$ mm的灌注桩的 $P\sim S$ 曲线。可以看出，桩尖及桩侧灌浆的2号桩较之未灌浆的1号桩，单桩承载力提高了近1倍。

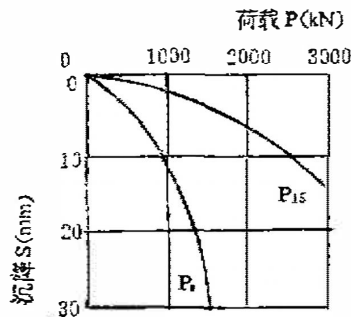


图4 (根据B. CERNAK)

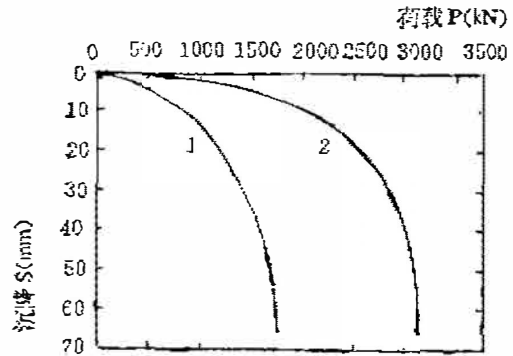


图5 (根据M. STOKER)
1. $\phi 570$ mm未灌浆 2. $\phi 570$ mm在桩尖及桩侧灌浆

灌浆对桩基承载性能改善作用的机制

桩基是依靠桩—土相互作用提供承载力的一种深基础型式。单桩的极限承载力 Q_u 由极限侧摩阻力 Q_{su} 和极限端阻力 Q_{pu} 构成。即：

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu}$$

其中 $Q_{su} = \sum q_{su} \cdot F$

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A$$

式中 q_{su} 为各土层的单位极限侧摩阻力(MPa)；

F ——相应各土层范围桩的侧表面积(m^2)；

q_{pu} ——桩尖持力层的单位极限端阻力(MPa)；

A ——桩身截面面积(m^2)。

分析上述桩基承载力公式可以得出：提高单桩承载能力的措施可归结为三个方面：

1. 增加桩的几何尺寸，如桩长或桩径；
2. 提高持力层的强度，即提高桩端阻力；

3. 改善桩—土相互作用，即提高侧摩阻力。

根据软土地基的灌浆经验并通过分析开挖出经过灌浆的模型桩及桩周围土体，可以得出如下结论：压力灌浆对桩周围土体产生的渗透充填，劈裂，压密和固结作用，不仅提高了桩周围土体的强度，而且有效地改善了桩—土相互作用。M. Bustamante^[4]等人的现场试验资料图6，图7给出了灌浆前后桩端阻力及桩侧摩阻力的变化。

试验结果表明：经过灌浆后，桩端阻力和侧摩阻力均有显著提高。充分说明了灌浆作用的实质。

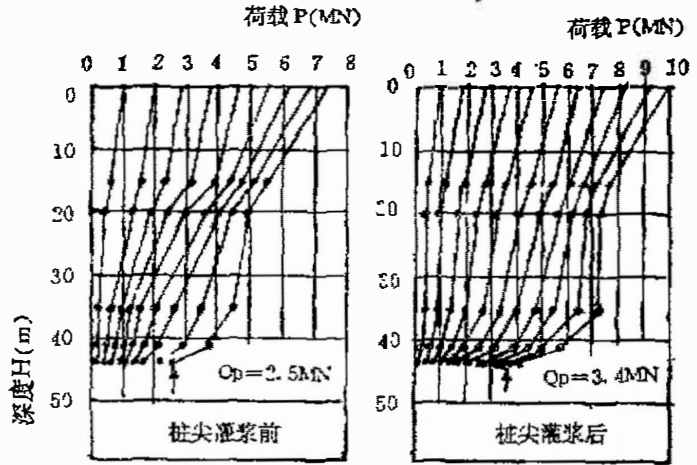


图6 (根据M. Bustamante) $\phi 1050^{mm} l = 43^m$ 灌注桩，灌浆前后桩端阻力变化

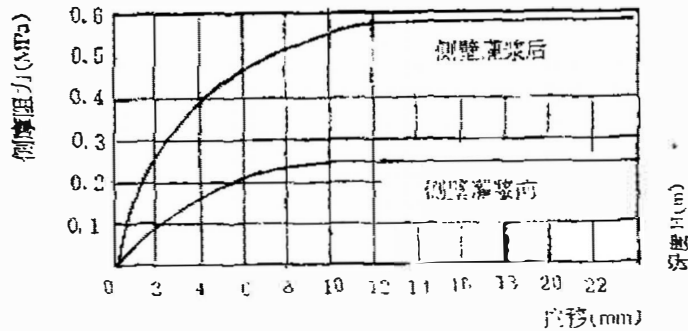


图7 (根据M. Bustamante) $\phi 680^{mm}$ 灌注桩，灌注前后桩侧摩阻力变化

用灌浆技术解决桩基问题的几种施工方法

1. 钻孔埋管灌浆法：

此法既可用于处理已施工桩基因设计或施工不当造成的桩基承载力不足、桩头产生过量沉降变形问题，也可用于提高现有建筑物桩基础的承载力，以满足上部结构的改建与扩建需要。适用于灌注桩基础，也适用于预制桩基础。根据钻孔位置的不同，此法又分为桩身钻孔灌浆法和桩侧钻孔灌浆法。如图8所示。

1) 桩身钻孔灌浆法

施工时，首先通过桩头中心钻孔至桩尖土体中一定深度，一般不小于2~3倍桩径；然后在钻孔中埋设灌浆管；灌浆管多采用套阀花管最后将配制好的浆液在适当的压力下，经灌浆管按一定顺序灌入地层中。如图8(a)所示。此法当桩身不太长时，施工简便、易行。一般可提高承载力50%左右。

2) 桩侧钻孔灌浆法

当桩身较长时,采用桩身钻孔灌浆法施工难度较大,施工费用高。此情况下可采用桩侧钻孔灌浆法。

此法施工时,首先在桩侧土体中进行钻孔,根据桩径的大小,一般每桩布置3~4个钻孔,使各孔间距控制在1.0m左右;其次向钻孔中埋设灌浆管,灌浆管采用套阀花管,以便进行分段灌浆或复灌;最后,将配好的浆液在一定的压力下灌入桩侧土体,如图8(b)所示。此法虽灌浆工作量较大,但易保证灌浆质量,一般可提高承载力1倍以上。

2. 预埋管灌浆法

此法是在灌注桩施工中引入灌浆技术,开发形成的后灌浆桩工法。可作为提高灌注桩承载力的措施,在不增长桩身几何尺寸的情况下,显著提高桩基的承载力。

施工方法为:首先与普通灌注桩施工一样进行桩身成孔;其次,在向桩孔吊放钢筋笼的同时吊入预埋灌浆管;然后浇筑桩身混凝土;最后待桩身混凝土待凝1~2天后,进行压力灌浆。

根据灌浆管的埋设位置,此法分桩中心预埋管法和桩侧预埋管法。如图9所示。图9(a)所示预埋管灌浆方法用于压密,固结桩尖土,尤其当桩尖虚土较厚时,可显著提高桩端阻力。图9(b)所示预埋管灌浆法可改善桩—土作用,提高桩侧摩阻力。

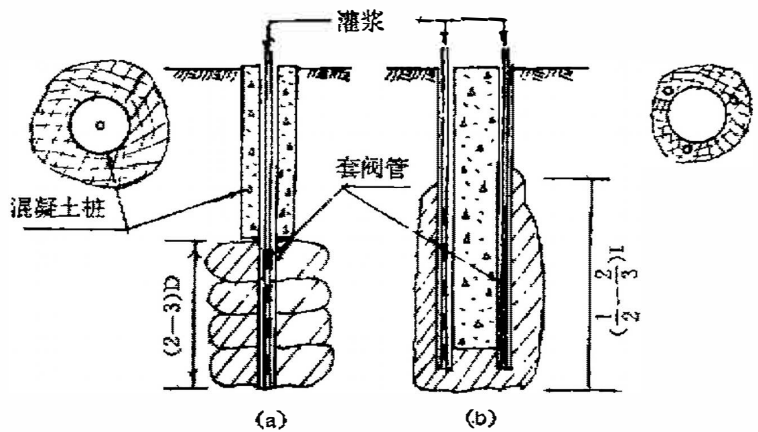


图8

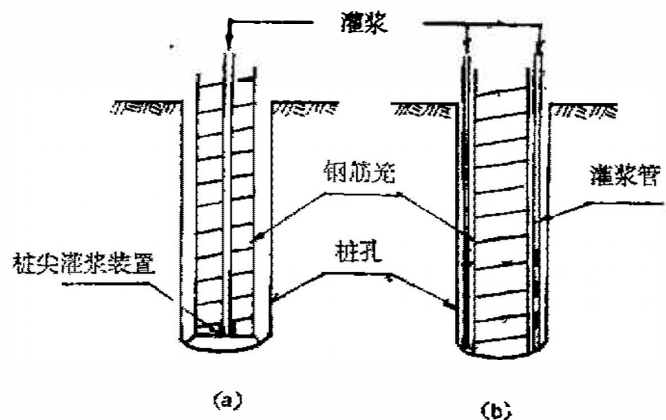


图9

灌浆技术在桩基工程的应用实例

1. 沙特阿拉伯吉达新考内奇中心 (New Corniche center) 基础工程

该建筑采用大直径灌注桩基础,桩径为960~1200mm,桩长为11m。桩尖持力层为密实粉砂土。设计单桩承载力为5800kN,并要求在1.5倍设计荷载作用下,桩的沉降变形不超过80mm。施工中首次进行的试桩结果表明:在1.5倍设计荷载作用下,桩头产生过量沉降变形。经贯入试验查明,桩尖存在的300mm厚扰动土层,是造成桩头产生过量沉降的主

要原因。为此施工中采取了灌浆措施,以加固桩尖土,灌浆方法采用图9(a)所示的桩中心预埋管法。由于桩尖粉砂土渗透性差,进行了化学灌浆。施工中对全部349根桩共灌注酚醛树脂浆液 338.5m^3 。灌浆完成后再次进行桩的荷载试验,试验结果表明桩头沉降在容许值以内。

2. 法国巴黎某建筑基础托换工程

该建筑物为一幢办公楼,因加层改建需要,采用灌注桩进行基础托换。当上部结构施工至两层时,对尚未承受荷载的桩进行了荷载试验。试验结果表明:桩的实际承载力低于设计允许承载力20~30%。后在施工中采用了灌浆法对全部100多根桩进行了加固。采用图8(b)所示的桩侧钻孔灌浆法。桩的荷载试验证实了灌浆的效果,竣工后进行的观测表明:上部结构未发生明显沉降。

3. 法国中部某桥梁改造工程

该桥梁基础采用大直径贝诺特灌注桩,由于桥面的加宽和改造,使桩基承受的荷载超过原允许荷载。施工中采用了灌浆法进行桩基加固。利用桩壁超声波检查孔进行灌浆。结构物竣工后,迄今工作状态良好。

结论与建议

1. 试验研究和工程实例均表明:灌浆可以明显改善桩基的承载性能。试验结果表明采用灌浆技术可提高单桩承载力0.5~2倍,使桩基在工作荷载作用下,桩头沉降显著减少;
2. 灌浆不仅可以提高桩端阻力,而且还能有效地改善桩—土作用,故可在不增加桩身尺寸的情况下,提高承载力;
3. 灌浆技术既可用于解决现有桩基承载力不足、桩头产生过量变形问题,还可将灌浆技术与桩基技术结合使用,形成后灌浆桩,作为提高传统灌注桩承载力的有效措施。
4. 鉴于灌浆技术在我国桩基工程应用经验尚少,今后应加强这方面的研究与应用工作。

参考文献

1. 薛韬、张作璋、蒋国澄(1987)用灌浆法提高钻孔灌注桩的承载力 水利水电科学研究院硕士论文
2. B. Cernak (1983) Large Diameter Bored Pile with Injected Toe In Danube Gravel. Proc. EECSMFE, Vol.2 P135~140
3. M. Stoker (1983), The Influence of Post-Grouting on The Load-Bearing Capacity of Bored Pile. Proc. EECSMFE, Vol.2 P167~170
4. M. Bustamante (1983); Grouting: A Method Improving The Bearing Capacity of Deep Foundation. Proc. EECSMFE, Vol.2 P131~134

廉价膏浆灌浆技术在龙塘水轮泵站 大坝基础加固中的应用

张金接 杨晓东

(水利水电科学研究院)

【摘要】 建于贝壳岩地层上的龙塘水轮泵站枢纽工程,由于多年的渗透漏水,基础被掏空,硬壳坝坝体产生多处裂缝,工程安全受到严重威胁。为对工程进行加固,采用了灌浆材料价廉、可控性强、灌浆工艺简单实用、施工工效高的膏浆灌注技术。实践证明,该项技术适合于本工程特点,具有较好的社会效益与经济效益。

前言

适用于大漏量地层的各种灌浆技术在文献[1]中已进行过系统的讨论,并着重介绍了地层中动水流速在10cm/s以上的防渗技术,即级配料与廉价浆材或速凝浆材结合形成低标准的阻大漏水帷幕。本文将结合海南省龙塘水轮泵站工程情况,介绍采用廉价膏浆灌注技术的施工。

工程概况与加固方案选择

海南省龙塘水轮泵站是一个灌溉、发电、供水的综合性工程,枢纽工程由拦河坝(圪工硬壳坝)、左右岸冲砂闸、进水闸和船闸组成。硬壳坝长142m,高7.5m,顶宽4m,底宽17.5m,总溢流宽214m。坝上游设有铺盖,下游坝脚浇筑有加固混凝土块。工程于1970年动工,1971年开始发挥效益。

由于施工中清基不彻底,坝体大部分直接建于平均厚约3.16m的第一层贝壳岩上,有80m长的坝段建在平均厚约2.17m的中、粗砂层上,硬壳坝坝内冲填块石与河砂。贝壳岩及中、粗砂层属强透水层。工程运行初期即发现坝基漏水,导致第一次溢洪就冲塌了大坝鼻坎,后虽修复加固,但仍继续漏水。从74年起基础漏水加大,每年都要堵塞漏水洞,采取的方法是:坝前冲填碎石处理、坝上钻孔进行基础灌浆。但由于漏水量大,灌注浆液与工艺不合适,处理效果不显著,造成工程长期处于不正常运行状态。在85年5月至11月间,多次潜水检查,在上游铺盖的外沿漏洞统计有30余处,洞口面积和漏水量均较大,如大的溶洞一次冲填碎石就达600多 m^3 。多年的渗漏已使大坝基础基本上被掏空,坝底板被冲坏,坝身多处出现裂缝,裂缝长四十多米,缝口宽达2cm,拦河坝稳定性受到严重影响。过去所采取的一些临时性措施均不能解决根本问题,随着地下水流的冲刷、侵蚀作用,溶洞、溶洞还有继续扩大的趋势,漏水越来越严重。因此,为排除工程隐患应对该工程进行

彻底维修,首先是解决渗漏问题,在此基础上再加固坝基与坝体,使工程安全运行,正常发挥效益。

根据已有地质勘探资料和工程现状,本工程特点归结为:

- 1) 缝隙或溶洞,溶沟宽度或洞径大,多为50~150cm间。
- 2) 孔洞范围广、连通性强。坝体空腔几乎沿坝轴线全部连通,基础内孔洞最大可达到从坝踵到坝趾连通。
- 3) 地层中漏水量大。冲砂闸边墩、岩基内和坝体中均有较高流速的渗漏,大多数在5~10cm/s间。个别情况特大,如左坝肩基础中溶洞的渗漏流速实测值高达16.7cm/s。

对于这类地层和建筑物的灌浆处理,表1^[1]中所示的(2)、(3)、(4)型工艺均可适用。理论上,(3)、(4)型工艺可适合(2)型工艺灌不住的地层,因为合理级配料的投放可减小地层渗漏流速,利于灌浆。根据已往经验和资料,分析材料造价、工艺控制、工效等各项因素对综合造价的影响程度。各种工艺的采用通常可以这样分类:(3)、(4)型工艺用于地下水流速在10cm/s以上、孔洞洞径在50cm以上的地层;(2)型工艺可直接用于流速在12cm/s以下、孔洞洞径不超过100cm的地层。因为级配料的冲填工序多,对钻孔孔径有一定要求,冲填过程中及冲灌间的配合工艺复杂,要求施工队伍技术素质高一些,费工时及辅助性设备多,所以尽管冲填级配料材料价格低廉,但只要在(2)型工艺实施可行的条件下,仍优先采用工艺(2)。而地下孔洞洞径大多超过100cm时,材料费用在综合造价中将占很大比重,廉价的冲填级配料技术将是很合适的。

在考虑当地施工条件和施工队伍等因素后,结合设计提出的工程技术要求,我们选用了水泥粘土膏状浆液灌浆技术(廉价膏浆技术)。

工艺比较

表1

分类号	灌浆材料	材料单价 (元/方)	灌浆工艺	可灌上限流 速(cm/S)
(1)	小水灰比纯水泥浆	150	常规方式	<0.15
(2)	水泥粘土膏浆	70~100	特制搅拌机,采用螺杆泵,纯压式灌浆较优	<12
(3)	级配料与水泥粘土浆结合	40~60	水力冲级配料,(1)、(2)类的灌浆工艺	<12
(4)	级配料与水泥速凝浆结合	60~80	水力冲级配料,双液法灌注,孔段卡塞,孔内混合	动水下可瞬时凝结

廉价膏浆技术特点

廉价膏浆^[2]通常指在水泥浆中掺入大量粘土、粉煤灰、矿渣等掺合料及少量外加剂而构成的低水固比膏状浆液。掺合料的选取主要取决于当地廉价材料的来源,外加剂选用则依据地层情况及灌浆工艺和设备能力而定。本工程所采用的廉价膏浆技术主要有以下几方面特点:

1. 灌浆材料(如表1所示)价格低廉

膏浆中粘土与水泥组成比例变化于3:1~1.5:1,如表2所示。水泥单价若按照200元/t计,则膏浆材料单价为70~100元/m³,而纯水泥浆则为150元/m³,速凝浆、促凝浆、化学浆造价更高。当地水泥价格为400元/t左右,所以大比例掺入粘土的膏浆具有较高的经济性。

浆材配比表(重量比)

表2

配比号	水 泥	粘 土	水
1*	100	200	300
2*	100	200	240
3*	100	150	250
4*	100	150	200
5*	100	250	300

2. 膏浆性能(如表3所示)良好

膏浆性能表

表3

水固比	流变参数		胶体率 (%)	凝结时间 (hr)	力学性能(MPa)	
	T ₀ (Pa)	γ (Pa.s)			抗折	抗压
0.8	>83	>0.34	100	8.8	0.03	1.1
~				~	~	
1.0				20.3	0.13	1.6

(1) 可控性强,在0.2MPa的灌浆压力作用下,在孔洞内扩散范围可控制在3~5m,避免了浆液流失浪费,并使结石充填孔洞饱满。

(2) 抗冲蚀流速较高,纯水泥浆的抗冲蚀流速在10⁻¹m/s量级,而对膏浆的试验结果表明水流在12cm/s时浆液不会被冲散。

(3) 耐久性优于速凝浆和化学浆液。

(4) 力学性能适中,凝结时间短(10~20hr),结石抗压强度1.0~1.6MPa。

3. 灌浆设备简单实用。拌制高浓度灰浆用常规的双筒式搅拌机难以实施;采用旧钻机改制作作为搅拌动力,搅浆叶片为框架形状。普通柱塞泵吸入和排泄膏浆均无法进行,而采用了螺杆泵,通过单线螺旋的螺杆在双线螺旋孔的定子孔内绕定轴线所作的行星回转而将高粘度(可适合于37~200Pa.s粘度)的灰浆挤入地层。

4. 灌浆工效高,如表2所示,具体表现在:

可采用纯压式灌浆从而减少施工工序;泵量大(100~400l/min);灌入地层的浆液无压力析水过程;胶体率100%,有效充填率高。

当然施工过程中增加了粘土浆的拌制工序,但这并不影响该工艺的灌浆工效。

加固灌浆

1. 灌浆设计

(1) 布孔

龙塘工程的灌浆孔按两排布置，上游排于坝顶中线，下游排于挑流反弧段最低处连线（如图1所示），两排呈三角形排列，孔距4.0m，排距7.0m，灌浆孔深度为从坝面开钻穿过第一层贝壳岩后深入砂质粘土层0.4m左右。

(2) 钻孔

采用硬质合金钻头清水钻进，必要时采用套管跟进护壁钻孔的方法，开孔孔径一般是110mm，少数为130mm，终孔孔径为75mm。

(3) 浆材

灌浆材料配比如表2所示，其性能如表3所示。粘土的物理性能如表4所示。由于泥浆站供应能力有限，地层耗浆量大，200m长的管路输送更浓的泥浆困难，所以在灌浆站的灰浆搅拌机中加入一定数量的粘土粉拌制成要求比例的灰浆。粘土粉的物理性能如表5所示。

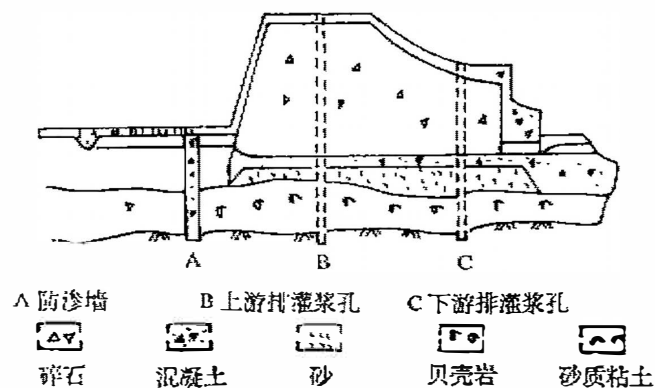


图1 地质剖面图

粘土的物理性能

表4

名称	比重	颗粒组成 (%)				流限 (%)	塑限 (%)	塑性指数 (%)
		0.25 ~ 0.05	0.05 ~ 0.005	< 0.005	< 0.002			
重粘土	2.69	4	35	61	41.5	50	27	23

粘土粉的物理性能

表5

名称	比重	颗粒组成 (%)				流限 (%)	塑限 (%)	塑性指数 (%)
		> 0.05	0.05 ~ 0.005	< 0.005	< 0.002			
粘土	2.67	19	32	49	32	37.3	16.3	26.5

现场取样进行浆材性能试验以检验制浆质量，表6为两组浆材性能试验成果，满足正

常质量要求。

抽样浆材性能

表6

水泥:粘土:水	T ₀ pa	γ pa.s	结石强度 (MPa)		
			7d	14d	28d
100:200:300	88	3.43	0.5	0.87	1.12
100:200:240	—	—	1.00	1.66	1.78

粘土原浆是通过四台容量为0.5方的卧式搅拌机搅制而成,为满足配浆要求,泥浆比重不应低于1.27,但制浆能力所限和输送问题,所以粘土原浆比重控制在1.27~1.30间。泥浆通过两台BW250/50泥浆泵输送。

灰浆搅拌时依次定量加入原浆、粘土粉、灰和水,通过强制搅拌3分钟以上。在搅拌机桶底有一正对着灌浆泵上方漏斗的放浆口,泥浆由此放出。

配比号1#—2#浆体灌注下游排,3#—4#浆体用于冲砂闸底板的灌注,配比5#的浆体用于上游排坝体的灌注。

(4) 灌浆工艺

先灌下游排,后灌上游排,每排分两序进行。下射浆管入孔底,全孔灌注。下游排灌浆起压即可,上游排设计灌浆压力为0.2MPa。

纯压式灌浆,无回浆管路,在孔口设置一三通管作临时卸压用。灌浆压力通过司泵控制。

所有输浆管路直径均为2英寸(5.1cm),进入孔口射浆管变径为1.5英寸。所有过浆阀门均用球阀。

注浆速率控制在30~50l/min间,当一级浆液注入量达0.3m³/m仍未起压时变浓一级灌注。如灌浆流程图

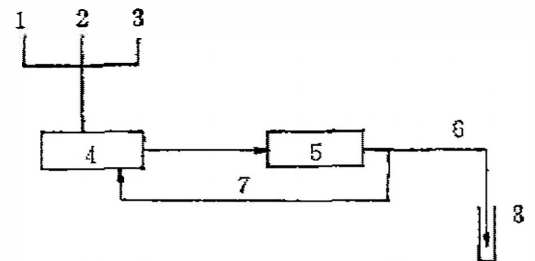
2. 灌浆成果

整个加固灌浆工程共上钻探机3部,灌浆设备3套,分3个机组进行施工,日均一台班工作。经过两个多月的施工,共完成钻孔106个,灌浆段1056mm,灌入量2503.5m³,水泥634t,粘土1050t。

灌浆评价

1. 从灌浆干料平均耗量1593kg/m看,即使采用如此性能的浆体,材料耗量也是很大的,可见地层中空洞之大。

2. 就地取材,因陋就简达到了经济目的。所采用的廉价膏浆技术,仅施工直接费用



1. 泥浆 2. 水泥 3. 水 4. 膏浆搅拌机
5. 灌浆泵 6. 进浆管 7. 回浆管 8. 灌浆孔

图2 灌浆流程图

就节省了近30万元。一套工艺技术(浆材、灌浆控制)成功地应用在这一特殊地层的处理过程中,为类似工程问题的解决提供了有益的经验。施工过程中浆材表现出高的结石率、适当的强度、良好的可控性和抗冲蚀性。灌浆工艺简单、工效高。

3. 经管理部门的鉴定和灌浆分析以及一些工程现象表明:灌浆效果很好,浆液结石充填孔洞饱满,满足了加固设计的要求。在灌注下游排孔过程中下游鼻坎多处出现膏浆挤出现象,并可清楚看出浆液停滞于河床中不受动水冲蚀,浆液未流失于坝体基础范围以外。

4. 通过这次加固处理消除了工程隐患。几年来工程运行一直良好,正常发挥效益。

5. 粘土取自坝肩,成本低、掺量高,膏浆具有较高的经济价值。

参考文献

- [1] 张金接,在大孔洞、动水条件下形成灌浆帷幕的经济措施,地基处理,第2卷第4期,1991.12.
- [2] 杨晓东、张金接,坝基灌浆防渗与加固技术的研究及应用,水利水电技术,1991.1