

目次

论 文

碎石桩复合地基若干实践经验..... 方永凯(3)

碎石土地基强夯效果差异性分析..... 金宗川, 汪稔, 陈善雄(15)

北京“世界公园”激光喷水池的修复与处理..... 王历, 范如春, 王冰伟, 冯国一(21)

从月清园工程设计实例看基础合理选型..... 祁慕龙(26)

碎石挤密桩处理软弱地基.....任振甲(30)

复杂地基上建坝——务坪水库湖积层软基加固试验研究.....张天明(32)

边坡支护失效引起的工程事故及处理.....钱少康(38)

杭州市城市抗震设防建筑场地类别图编制简介.....王英葆(44)

PDA 高应变桩基检测的一些体会..... 王柏生, 陈龙珠, 余新平(51)

译 文

增强边坡稳定的抗滑桩设计(续).....Harry G. Poulos(55)

一题一议

浅议垫层设置对复合地基的意义.....陈善雄(60)

重力式水泥桩挡墙的抗倾覆稳定性计算.....阳吉宝(62)

## 碎石桩复合地基若干实践经验\*

方永凯

(南京水利科学研究院 南京 210024)

[摘要] 本文就碎石桩复合地基中桩土相互作用机理(包括桩土相容、桩的承载力、桩的应力与变形、应力分担比等),碎石桩施工对桩间土强度的影响,预振效应,适用土质,复合地基承载力,加固效果等若干问题进行了讨论。笔者期望通过这样的讨论能促进碎石桩加固技术的进一步发展。

### 前言

碎石桩复合地基是1938年德国人S.Steueman首先开发了振动水冲法(简称振冲法)加固地基技术之后出现的一种新的地基类型。换言之,碎石桩复合地基是振冲法加固地基的产物。由于近几十年来加固技术的不断发展,复合地基已不再是碎石桩复合地基的一统天下了,先后出现了水泥土桩,CFG桩,两灰桩等种类繁多的复合地基。本文重点讨论碎石桩复合地基的若干实践经验,其中不加说明的复合地基均指碎石桩复合地基而言。

碎石桩复合地基加固技术自1976年由南科院首先引进振冲法以来,在我国地基加固中得到了广泛的应用。二十余年来,采用振冲法加固地基的各类工程数量之大,范围之广是其它加固方法无可比拟的,为国家节约了大量的建设资金,获得了很大的经济效益与社会效益。

在我国大力推广使用振冲碎石桩复合地基加固技术以来已积累了不少宝贵的实践经验,尤其在碎石桩施工技术方面的发展更加迅速。

众所周知,世界上第一根碎石桩的出现,是用振冲法制作出来的。我国第一个用碎石桩加固的工程(南京船厂船体车间)地基的碎石桩也是用振冲法制作的,这就是人们通常所说的“湿法施工”。湿法施工的最大缺点是施工时排污(泥浆)量较大,给周围环境带来一定的污染。为了克服这个缺点,开发了不用水冲的,所谓的“干法施工”。使用的最具代表性的施工机具就是沉拔管桩机,该法是将桩体材料(碎石)通过桩管直接送入地基中,桩管靠垂直激振器振动沉入土中不用射水。河北省水科所等研制出“干法振动成孔器”<sup>[1]</sup>专用干法施工的机具。该机具只适用于地下水较低的填土,黄土或粘土等地基,而在地下水位较高的软粘土地基上不宜采用。除此之外,为适应工程建设的需要,1988年,钱征报导开发了水下制作碎石桩技术<sup>[2]</sup>。参见图1。该设备经现场试用表明,可以在18m水深条件下制作碎石桩。

上面谈到的各种制作碎石桩方法,其制桩机具主要是具有水平振动的振动体(简称振冲器)。用振冲器穿透较深的地层时,往往显得力不从心,甚至达不到设计要求。为了增大振冲器的穿透力,1984年,南京水利科学研究院开发了具有水平与垂直振动功能的双向振动

\* 收稿日期:1996年12月

器。该机具与振冲器相比,穿透能力大大增加,而且制成的桩体强度也较高。用这种机具制碎石桩,我们称“双振法”制碎石桩。

上述几种施工方法,制出的碎石桩直径大都在0.8~1.0m左右。当需要获得更大直径的碎石桩直径时,用前面介绍的几种方法是达不到的。近几年来,出现了用重锤(强夯法使用的夯锤)夯击成桩的施工方法。该施工方法十分简单,即先用重锤在地面上夯击成孔,然后往孔中充填碎石或者大块石后,再用重锤将填入的石料强制夯入地基中,然后再充填,再夯击,直至达到设计要求为止。用这种方法制造出来的碎石桩直径可达2m以上。人们习称“碎石柱”或称“夯挤柱”。工程实践表明,夯挤桩的长度大约在5~7m之间。要想制作更长的桩是比较困难的。

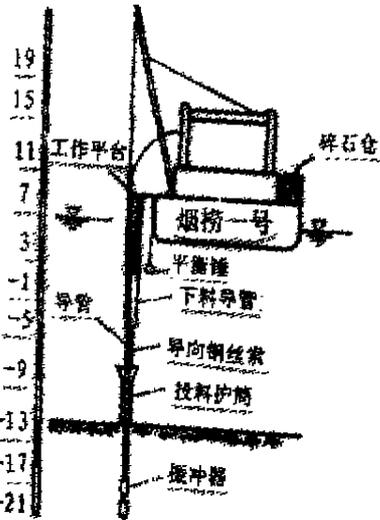


图1 水下碎石桩施工设备

碎石桩复合地基基本特征是桩体材料为碎石,即散粒体材料。笔者认为,凡具有散粒体特性的其它一些材料,如中粗砂,某些建筑垃圾(碎砖,矿渣等)等做为桩体材料构成的复合地基所具有的主要特性与碎石桩复合地基是相同的。本文所涉及到的复合地基某些实践经验同样适用于这种类型的复合地基。

## 对复合地基桩土相互作用机理的认识

### (一) 桩与桩间土的相容问题

复合地基的基本特征应是桩体和桩间土必须相容。换句话说,两者应当变形协调。这一点,对于碎石桩复合地基来讲,当建筑物基础为刚性体时基本上能满足这个条件。这个条件就是目前复合地基承载力计算理论的基本依据。

但是,对于土石坝,海(河)堤等基础地基来讲,刚性基础的假定已不再适用。笔者认为对于此类基础下碎石桩复合地基应通过验算坝(堤)地基整体稳定性的办法来评价复合地基的加固效果。其滑弧通过碎石桩复合地基段的抗剪强度应取复合地基的抗剪强度,其强度计算式如下: $\tau_{sp} = (1 - m)[c + (\mu_p \sigma + \gamma_p Z) \cos^2 \theta \tan \varphi_p] + m(\mu_p \sigma + \gamma_p Z) \cos^2 \theta \tan \varphi_p$ ,其中: $c$ 为桩间土凝聚力, $\gamma_p, \varphi_p, \mu_p$ 分别为桩间土容重、内摩擦角及应力降低系数。 $\gamma_p, \mu_p, \varphi_p$ 分别为碎石桩容重,应力集中系数及碎石桩的内摩擦角。 $Z$ 为计算点深度, $\theta$ 为计算点处滑弧切线与水平线夹角。

### (二) 碎石桩的承载力

假设刚性基础条件下,复合地基的应力状态如图2所示,将图2所示应力状态用摩尔应力圆表示,如图3。从图3可写出碎石桩应力

$$\sigma_p = \sigma_m \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_p}{2} \right) = (2C_u + \sigma_s) \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_p}{2} \right) \quad (1)$$

由式(1)可以看出,碎石桩的承载力随桩的内摩擦角 $\varphi_p$ 值的增加而增加,因此,要想提高碎石桩的承载力,大大提高碎石桩的内摩擦角 $\varphi_p$ 值是十分关键的问题。由(1)式可以估算出将碎石桩 $\varphi_p$ 值由 $35^\circ$ 提高到 $38^\circ$ ,则 $\sigma_p$ 值可提高9.2%。

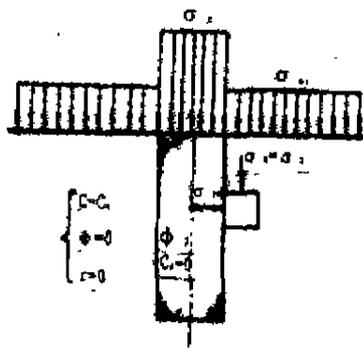


图2 复合地基应力状态

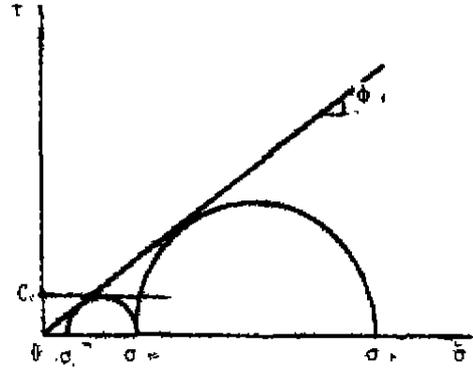


图3 复合地基应力摩尔图

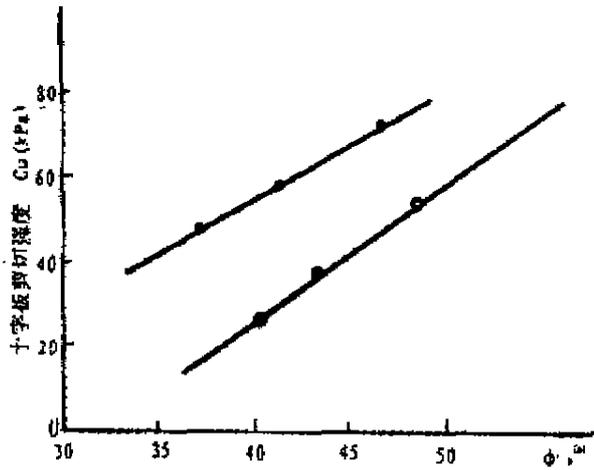


图4  $C_u \sim \varphi_p$  关系曲线

$\varphi_p$  值大小与二个因素有关,其一是桩间土的抗剪强度,其二是制桩施工质量。文献[3]报导了,碎石桩地基模型试验结果。碎石桩内摩擦角的大小随桩间土强度提高而增加的情况绘入图4,由图4可以看出,碎石桩的内摩擦角随桩间土十字板强度的提高而提高,两者基本上呈一直线关系。文献[4]报告了在十字板强度不同的地基中实际工程碎石桩  $\varphi_p$  值列入表1。

不同十字板强度下试验获得  $\varphi_p$  值

表1

名称	天津长芦盐场二化			南京某水厂		徐州临洪翻水站		备注
$C_u$ (kPa)	30			43.8		26		△ 每组一次 做三根单桩 试验
桩号	II	III	IV	①	②	II组 <sup>△</sup>	III组 <sup>△</sup>	
$q_p$ (kPa)	320	360	380	480	560	320	367	
$\varphi_p$ (°)	24	27.1	28.4	25.7	29.6	27.4	30.80	

注:  $q_p$  荷载试验测得碎石桩极限承载力

从该表可以看出,  $\varphi_p$  与  $C_u$  并没上述关系,其主要原因是,表1所示的几个工程地基均为软弱粘土,在施工中由于制桩技术水平不同,造成了制成的碎石桩密度及桩体的含泥量也不

同。因此出现了碎石桩  $\varphi_p$  值不一定随  $C_u$  值的增加而提高的情况。这就充分说明,施工质量是影响  $\varphi_p$  值的最大因素。换句话说,没有施工质量的保证,就没有碎石桩加固地基的预期效果,甚至遭致失败。

另外,(1)式还表明,碎石桩承载力  $\sigma_p$  值随桩间土的抗剪强度  $C_u$  值的提高而提高。这就是说, $\sigma_p$  值的大小受到桩间土  $C_u$  值的制约,当  $C_u$  值小到某一程度时, $\sigma_p$  值的提高也是有限的。由(1)式可估算出,当  $\varphi_p = 35^\circ$ ,  $C_u = 20\text{kPa}$ ,  $\sigma_s = 0$  时(地面荷载),碎石桩的极限承载力只有  $147.6\text{kPa}$ ,容许承载力为  $71.3\text{kPa}$ (安全系数为 2)。这样小的承载力其加固效果就不可能很高了。在这种情况下,只有以增加置换率的办法来提高复合地基的承载能力。此时经济效益评价就显得十分重要了。

以上的讨论所涉及各个估算数据并不是主要的,在这里只是想说明,为了提高碎石桩的  $\sigma_p$  值,应该保证施工质量,另外,在很软弱的地基中应用碎石桩加固要十分慎重。

### (三)碎石桩在复合地基中的应力与变形性状

文献[3]介绍了关于碎石桩在复合地基中的应力与变形性状的研究成果。试验指出,在模型试验条件下,当荷载  $P$  作用在桩顶上时,应力沿桩身向下传播的深度大约在  $2D$ (桩径)范围之内。参见图 5。应力实测结果表明,桩体垂直应力沿深度迅速衰减。在  $3D$  深度处,桩体垂直应力只有桩顶荷载的 27.4%,说明在桩顶  $2D$  范围以内是高应力分布区。

上述研究成果揭示出一个问题,即碎石桩有效长度并不很长,这对在实践中怎样确定一个合理的碎石桩长度问题,提供了一定的依据。文献[5]报导了笔者于 1978 年,对南京长江边某水厂滤池地基(长江滩地软土厚度达 20m)用 6m 长短碎石桩进行加固。滤池投产运营近三年的时间后,实测结果,由于差异沉降而引起的基础相对倾斜率平均值只有 0.84‰,可见短碎石桩减少地基差异沉降的效果是肯定的。

上述研究成果与实践经验表明,碎石桩的有效长度是有限的。当碎石桩长度超过某一深度后,碎石桩的作用就不易发挥出来。换句话说,碎石桩深部加固效果就很小了。

### (四)应力分担比 $n$ 值的合理选用

在碎石桩复合地基中, $n$  值的大小可用来表征碎石桩作用的大小。 $n$  值大,说明加固效果好,反之,加固效果就差些。 $n$  值可通过在复合地基中埋设土压力计直接测出,也可通过单桩荷载试验得出。从笔者收集到的实测资料来看, $n$  值随复合地基的应力水平  $P$  值的增加而变化。笔者将实测的  $n$  值随应力水平  $P$  的增加而变化的情况用图 6 及图 7 来表示。其中图 6 是笔者整理了在砂性土碎石桩复合地基中七组现场实测资料而绘制的  $n$  与  $P/[R]$  散点图。其中  $P$  是施加于复合地基上的应力值, $[R]$  为被加固砂土的天然允许承载力。从图 6 所示,可看出实测的  $n$  值是比较分散的。特别是,当施加于复合地基上的荷载  $P < 2[R]$  时, $n$  值的变化没有规律可循。这反映出,在低应力水平下,地面变形较小,桩体强度没能充分发挥出来的缘故。当  $P$  值增加至大于  $2[R]$  值以后, $n$  值才逐渐趋于稳定,其变化范

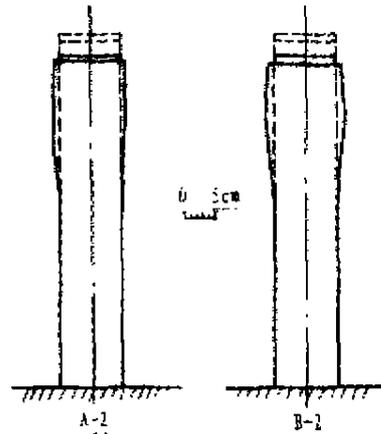


图 5 模型桩试验前后桩体形态变化

围为2~3。图7是笔者通过四组实测  $n$  值资料整理后绘制的  $n$  与  $P$  值的散点图。从图7可清楚地看到,  $n$  值随  $P$  的增加而增大。与砂土比较,  $n$  值增长的规律性较好。当复合地基上应力水平接近天然地基承载力2倍时,  $n$  值趋于稳定并达到最大值, 其值变化范围为2~4。

鉴于以上实际情况, 笔者建议, 砂土中碎石桩复合地基的  $n$  值取2~3为宜。粘性土碎石桩复合地基的  $n$  值取2~4为宜, 经充分论证也可取更高值。

另外再次强调, 上述所有实测  $n$  值, 均系在刚性基础下测得的, 而对于像土石坝, 海堤, 路基等基础下的碎石桩复合地基而言, 实测资料尚少。从复合地基作用机理来看, 应力分担比  $n$  值变化规律与刚性基础应有所不同。对于这个问题应进一步研究与探讨。

### 碎石桩施工对桩间土(粘性土)强度的影响

在土中打设了众多的密实的碎石桩, 制桩施工振动对桩间土体作用情况, 文献[6]以振冲作用下粘土的触变作用做了如下解释。该文指出, 振冲器

在粘土中工作时, 由于压力水的冲刷及振动的强烈骚扰, 土体的强度剧烈降低, 直至振冲器得以下沉。这是粘土的触变特性使抗剪强度降低的效果。这种现象虽然与砂土的液化取得了同样的效果, 但两者本质不同。液化是孔隙水压力发展的结果, 而触变则是土结构性变化的一种表现。即粘土在剧烈的振动骚扰下, 土中的土粒、阳离子、定向水分子的平衡被破坏, 水分子的定向排列被打乱, 颗粒结构从原先的絮状结构变成某种程度的分散结构, 粒间联系削弱, 因而强度降低。砂土液化后往往伴随土的密度增大, 其强度较液化前更高, 而粘土经过触变后, 密度很不容易改变, 静置一段时间后, 土粒与水分子等重新排列, 恢复絮状结构后, 至多也仅恢复到原来的强度。因此, 有些人担心, 在软粘土中用振冲法制作碎石桩会使原状土的强度降低是有一定的道理。但是, 实际上在一些工程实践中实测地基土的振冲前后的十字板强度的变化过程是, 在振冲制桩后的一个短时间内, 原土的天然强度的确有所降低, 其降低的幅度大约在10~30%。但经过一段时间的休置, 不仅强度恢复到原来天然强度, 而且还略有增加。参见表2。在国外也有人测得类似的资料。例如, 日本的 Aboshi 等人, 在现场测得, 桩体刚制成时, 桩间土的不排水抗剪强度比原有值降低10~40%, 但经过30天

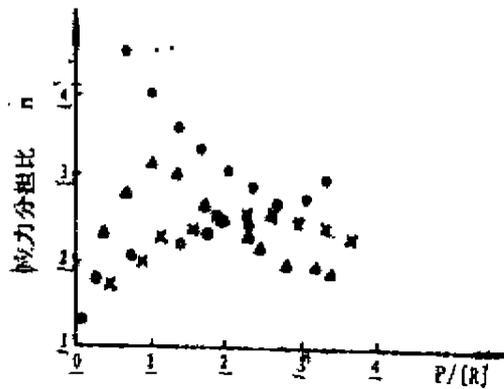


图6 实测复合地基中  $n \sim P/[R]$  散点图

注:  $P$ ——施加复合地基上应力

$[R]$ ——天然地基允许承载力

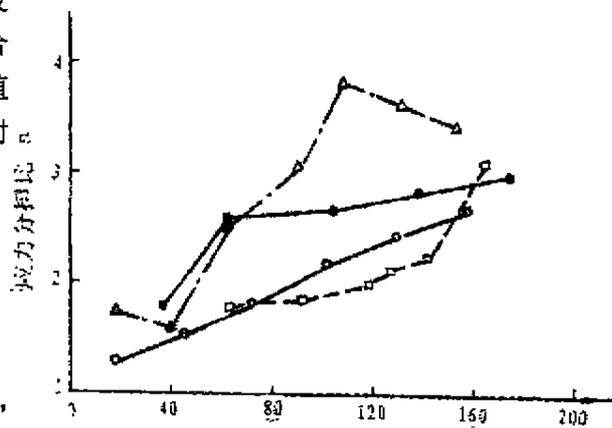


图7 实测复合地基中  $P \sim n$  散点图(粘土)

后,不排水抗剪强度提高到原有强度的1.5倍(Aboshi等,1979)。

制桩前后的十字板强度变化

表2

工程名称	十字板抗剪强度(kPa)				注
	制桩前	制桩后			
浙江炼油厂 G233 罐	18.2	16.3(15)	20.6(21)	18.9(52)	括号内数值 表示制桩后 经过的天数
天津大港电厂大水箱	25.5~36.2	20.6~32.4 (25)	23.5~39.2 (115)		
塘沽长芦盐场二化厂	20	18.7(0)	23.3(80)		

如何解释振冲前后粘土强度的这一变化过程呢?段光贤和甘德福曾对粘土,粉质粘土和粘质粉土的结构在振冲制桩前后的变化进行了电镜摄片观察。他们发现振冲前这些土的集团或颗粒连接以(点一点)接触为主,振冲后不稳定的(点一点)接触遭到破坏,形成比较稳定的(点一面和面一面)接触,孔隙减小,孔洞明显变小或消失,颗粒变细,级配变佳,并且新形成的孔隙有明显的规律性和方向性。由于这些原因,土的结构趋于致密,稳定性增大。这就从微观角度证实了粘性土的强度在制桩后是会恢复并且有所增大的。

由上述,笔者同意文献[6]作者的看法,即振冲加固粘性土,振冲“扰动”只是一个过程。在砂土中的振冲效果,首先是使砂土原有组织,经过振冲产生动荡,然后在自重应力状态下重新排列组合的结果。在粘土中的扰动,也是土骨架的破坏,扁平状粘土颗粒发生定向变化的过程,在这一过程中,“振压”佐以碎石排水桩,因而扰动结果是:脆性接触的破坏,在压密情况中粘性接触点增加,促使变形率减小,而且在有排水固结条件下,长期强度不是降低而是增加,这是由于土压密影响较之扁平状颗粒定向变化占优势的结果。总之从粘性土“低频循环疲劳破坏”特性来讲,振冲是可以取得效果的。

### 振冲加固砂土的预振作用

用振冲法(碎石桩法)加固砂性土地基,以振动液化压密和振挤作用为主。但绝不能忽视振冲的预振效应。关于振冲预振效应的作用机理,可以从受过振动的砂土抗液化能力的提高来解释。国外某些学者试验研究表明:曾经受过振动的砂土抗液化能力会大大的提高。如美国加利福尼亚大学工程学院西特(Seed)等人于1975年,在试验室内用大型振动台对相对密度为54%的砂样进行试验。经过五次模拟小地震影响试验,使引起液化所需的应力周数,分别增大到8~10倍。这相当于未受过地震作用的,相对密度为84%的砂样的抗液化能力。另外,试验研究还表明:砂土抗液化性能,除了与相对密度等有关外,还与其振动应变史有关。例如,通过不排水荷载试验,对经过多次历史地震的原状土,它比同样密度的湿击砂样的抗液化能力高45%,比干砂样高65~112%。对含有21~30%细粒的砂,原状试验的抗液化能力比重塑的压密到同样密度的试样相比要高6~12%。

预振之所以能引起抗液化能力的提高,主要是周期应变的影响,使砂土获得了更加致密的结构。尤德(Yord)和克雷文(Craven)(1975)以及派克(1973)的试验指出,在单剪的条件下,干砂的侧压力系数 $K_0$ 值逐渐增加,使其抗液化能力大大提高。

从上面这些试验成果十分有力的说明振冲引起的砂土振动(除压密效果外)可大大提高

砂土的抗液化能力这是有试验依据的。

### 振冲法加固适用的土质

#### (一)振冲法加固砂土的适用性

原则上讲振冲法可用来加固所有的砂性土,但从实践效果来看,振冲法加固砂土时其加固效果与被加固的砂土初始天然密度,砂土颗粒大小,级配及饱水程度等有很大关系。图8所示是国内外15项工程试验资料的汇总。由该图可看出,用振冲法加固砂土地基的加固效果随被加固砂层的天然标准贯入击数的增加而降低,随上覆有效压力的增加而提高。当被加固砂层的上覆有效压力为某一值时,其上覆有效压力与天然标准贯入击数相比小于某一数值以后,如图8中直线OA右下方区域中曲线所示,加固后的标准贯入击数要小于加固前的标准贯入击数,说明在这种情况下,振冲加固就没有效果了。从这些实测资料充分地说明了一个问题,这就是振冲法加固砂土时,其加固效果与被加固的砂土天然密度是有很大的关系的。图9所示,振冲加固砂土时,因砂土颗粒大小及级配的不同其加固效果也不同。如该图所示,按加固效果的大小可分成三个区域,其中级配曲线全部位于B区,挤密效果最好。级配曲线全部位于C区,用振冲挤密法有困难。若曲线部分位于C区,主要位于B区,用振冲挤密法是可以的。级配曲线位于A区的砾,紧砂,胶结砂或者地下水位过深,将大大降低振冲器的贯入速率,以致采用振冲挤密法是不经济的。

#### (二)振冲法加固粘土的适用性

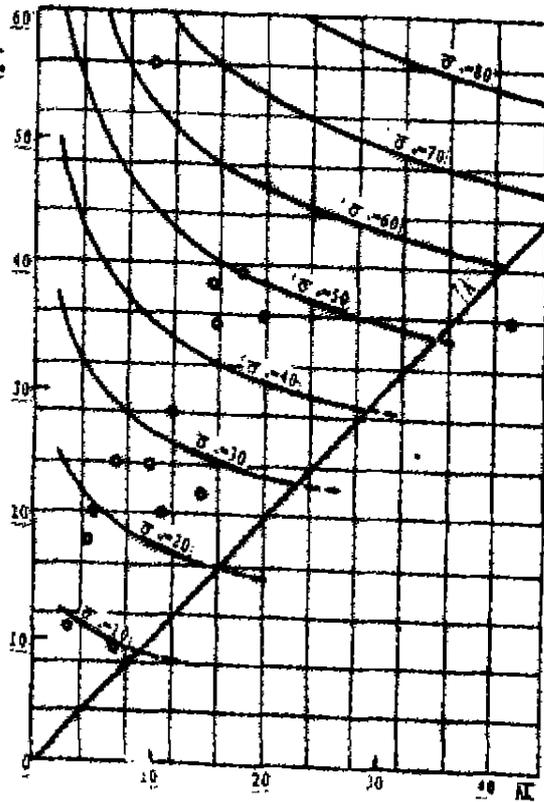


图8  $\bar{N}_a - \bar{N}_b - \bar{\sigma}_0$ 关系曲线

注: $\bar{N}_a, \bar{N}_b$ 分别为加固前后标贯击数平均值, $\bar{\sigma}_0$ 为上覆有效压力平均值

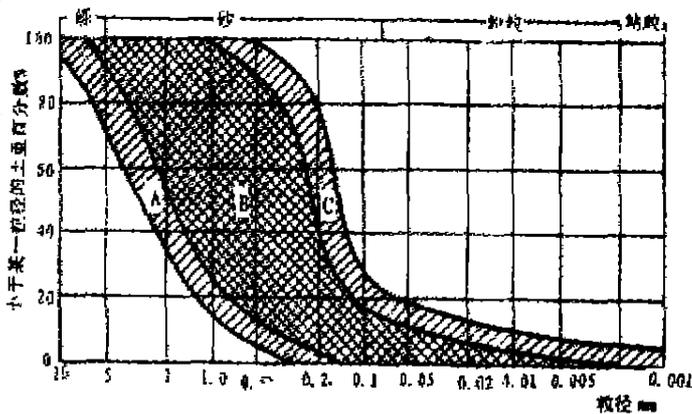


图9 振冲挤密法适用土质的颗粒大小级配曲线范围

振冲法加固粘性土是五十年代末,六十年代初才开始的。我国从1977年引进振冲法,一开始就将振冲法用来加固粘性土并一举成功。从笔者所见资料,多数文献提到,当粘土现场不排水剪切强度 $< 20\text{kPa}$ 时就不宜采用振冲法加固。但实践表明,当粘性土不排水剪切强度 $< 20\text{kPa}$ 时采用振冲法加固也不是完全不可以。笔者及同仁先后二次,在不排水剪切强度 $< 20\text{kPa}$ 的粘性土地基中采用振冲法加固均获得了很好的效果。其中第一个工程是在1979年,用振冲法加固浙江炼油厂一个700立方米油罐软土地基。其地基为淤泥质粘土,现场十字板强度平均值为 $18.6\text{kPa}$ ,经碎石桩加固后,油罐经充水预压,实测罐基沉降比天然地基计算沉降量减少了三分之二。第二个工程是在1980年,用振冲法加固天津长芦盐场第二化工厂厂房软粘土地基,地基仍是淤泥质粘土,现场十字板强度小值平均值为 $16.4\text{kPa}$ 。振冲加固后,用现场大型载荷试验验证了复合地基的承载力提高了1.7倍。两个工程的实践经验是,振冲加固超软土(指现场十字板强度 $< 20\text{kPa}$ )的成功关键是制桩工艺必须得当。我们总结出的“少吃多餐”,“先护壁,后制桩”的施工工艺,在超软土中制桩是较好的。但是,实践也表明,随着超软土抗剪强度的降低,其加固后复合地基承载力的提高效果也会随之降低。

## 复合地基承载力的确定

### (一)用计算的方法确定复合地基的承载力

碎石桩复合地基计算技术随着实践经验的积累不断得到完善。已有很多研究成果发表。笔者认为,由于复合地基桩土相互作用的复杂性,给计算工作带来了很大的困难。可以这么说,要想获得精确的解析解是十分困难的。我们只能最大限度的近似的求解。另外,从设计角度看,设计计算工作应力求概念清楚,计算方便,便于推广应用。

1978年,笔者曾根据复合地基中桩土变形协调的基本假设,推导出复合地基承载力计算式<sup>[7]</sup>,最终给出的计算式的表达形式与应力比计算式是一致的。1983年,南京水科院正式推荐用应力比计算式来估算复合地基承载力,即式(2)。

$$R_p = [1 + m(n-1)]R_s$$

$$\text{或 } R_p = \pi S_v [1 + m(n-1)] \quad (2)$$

式中: $R_p, R_s$ ——分别为复合地基和天然地基承载力;

$m$ ——置换率;

$S_v$ ——现场十字板抗剪强度。

式(2)非常简单,只含应力比 $n$ 一个参数,需要用试验方法确定(在没有试验条件时,可参照以往工程经验,选用经验数值),其余各项参数均为已知。式(2)对于设计者来说使用起来十分方便。下面讨论一下式(2)的可信性与精确性:①置换率 $m$ 与复合地基承载力的关系。从式(2)可以看出,复合地基承载力随置换率 $m$ 的增大而增大,直到 $m=1.0$ 时,复合地基承载力达最大值,即 $R_p = R_p$ (碎石桩的承载力)。反之,随 $m$ 值减小,复合地基承载力也减小,直到 $m=0$ 时,复合地基承载力减小到最小,即 $R_p = R_s$ (桩间土承载力)。当 $m$ 值在 $0 \sim 1$ 之间变化时, $R_p$ 值将在 $R_p \sim R_s$ 之间变化。②应力分担比 $n$ 值对复合地基承载力的影响。从式(2)可以看出,随 $n$ 值增大,复合地基承载力也增大。相反,当 $n$ 值减小时,复合地基承载力也将减小,直到 $n=1.0$ 时,即碎石桩与桩间土强度相同时,复合地基承载力将减小到最低值,即 $R_p = R_s$ 。从以上简单地讨论可以认为,式(2)的边界值(极端情况)是符合实

际的。接下来大家所关心的是,由于  $n$  值的确定的不确定性,因人不同带有某些偏差,那么,这会给计算带来多么大误差呢?下面简单的讨论一下。 $n$  值大小对计算结果的影响:由式(2)可以很容易的算出,当  $m=0.2\sim 0.3$  时(常规选用值),取  $n=3\sim 4$  (一般设计者取值)时,计算出复合地基承载力数值相差为 12.5%~15.8%。笔者认为,对一般土建工程,这个误差还是能容许的。而对一些较重要的工程,除计算外,还应辅以现场试验认证一下较好。

以上所述是针对目前的研究成果而言。随着科技的进步和知识的积累。相信复合地基的计算技术会逐步完善,使计算更加合理,更加精确。

## (二)复合地基承载力的现场测定方法

### 1. 原位强度测定方法

用原位强度测试方法来确定复合地基承载力,其检测工作包括二个部分,一个是检测桩间土的强度,一个是检测碎石桩桩体强度,其检测方法:对于桩间土,可用静力触探,十字板剪力,必要时也可取土做室内强度试验等常规的检测手段进行检测。而对碎石桩桩体强度(或承载力)检测工作,现不少单位,采用重型动力触探(简称动触)结合工程经验进行判断。另外,南京水科院 92 年研制出碎石桩质量检测仪<sup>[8]</sup>。该仪器检测机理与静力触探仪检测机理基本相同。经过几年的实践,该仪器检测结果还是比较满意的,现正在推广使用。

通过以上检测后,分别确定出桩间土和桩体承载力,然后按桩土面积比叠加即可得到复合地基承载力。笔者认为,上述现场强度检测方法很直接可靠。用此法可验证一下计算结果的可靠性。

### 2. 动测方法

这里讲的动测方法是指近几年来开发的瑞利波检测方法。瑞利波法检测原理是:在不同土质的土层里瑞利波传播的波速是不同的。通过拾振器,检测出地基不同深度处瑞利波波速,通过不同的瑞利波波速即可判断出各土层的物理力学性质。动测法实施简单,检测迅速,可大面积的实施检测。对于碎石桩复合地基,通过瑞利波检测可对碎石桩桩体,桩间土,复合地基分别检测。动测法正在被越来越多的人所接受。笔者认为,随着检测工程经验的积累,该项检测技术会日臻完善,动测法为现场检测技术提供了更广阔的前景。

### 3. 载荷试验方法

载荷试验是很早就采用的现场承载力检测方法。人们对此已积累了不少的成功经验。在这里想再一次强调,由于载荷板尺寸比建筑物基础尺寸小得多(1:1 尺寸试验除外),因此,载荷试验还不能代表实际建筑物承载情况。载荷板尺寸愈小,与实际情况相差愈大。为了弥补这种情况,力求做大型板(3m×3m 板或更大面积的板)试验以尽量减小与实际建筑物的差异。特别应当指出的是,当用小尺寸载荷板试验成果来估算地基承载力,绝不能把设计荷载所对应下的载荷板沉降量认为就是今后实际建筑物的沉降量,两者相差最大可达 7~8 倍。究其原因,主要是载荷板尺寸太小,压缩层很浅,无法模拟实际情况。国内外一些学者提出了荷载板尺寸与沉降量的经验关系式,现简要介绍如下:

①在砂土地基上,南科院孟广训高工提出了荷载板尺寸与沉降量的经验关系式如下:

$$S_B = S_b \left( \frac{b+0.3}{B+0.3} \cdot \frac{B}{b} \right)^2 \quad [9] \quad (3)$$

式中:  $S_B, S_b$ ——分别代表宽度为  $B$ (大板)和  $b$ (小板)的荷载板沉降量;

$B, b$ ——分别代表大板与小板宽度。

②对于粘性土地基,荷载板尺寸与沉降量关系如下:

$$S_B = S_0 \frac{B}{b} \quad (4)$$

另外,原苏联学者,崔托维奇, H. A. 曾提出用下式表示沉降量与荷载板尺寸的关系:

$$S = K\sigma\sqrt{F} \quad (5)$$

式中:  $S$ ——荷载板沉降量;

$K$ ——荷载的比例极限;

$\sigma$ ——单位荷载(即应力);

$F$ ——荷载板面积。

上述各式,说明荷载板尺寸与沉降有密切的关系。设计者可参照上述各式,以荷载板沉降资料推算实际建筑物基础沉降。

### (三)大面积堆载试压方法

这个方法是按实际使用情况直接加载以检验地基加固效果。很显然,这样做所获得的成果基本上反映了以后建筑物基础沉降的实际情况。92年笔者曾在宁波北仑港矿石堆场地基采用了这样的办法来检验地基的加固效果<sup>[11]</sup>。当时直接加载(堆石料)面积为45m×60m。最终加载荷重为185kPa(局部达220kPa)。从加载开始至卸载,时间长达1年多。通过现场原位观测,获得了加载过程中,堆载中心地基表面及深层沉降量,荷载边缘的深层及表面土体的水平位移,堆载中心各深度处超静水孔压等。通过这些原位测试资料,详细地分析了堆载过程中地基的应力与变形等增长的全面情况。为正确评估加固效果提供了最可靠的资料。用这种方法来评价地基的承载力是最信赖的了,但费用昂贵,耗时很长,一般工程是较难以实施的。

## 复合地基的加固效果

碎石桩复合地基的实践表明,勿论是加固砂土或是加固粘性土,其加固效果是肯定的。笔者以几个典型的工程实例列表简要介绍如下:

### (一)碎石桩加固砂性土地基

碎石桩法加固砂性土的工程效果

表3

工程名称	地质概况	碎石桩加固参数			加固效果评述
		桩径	桩长	布桩	
		cm	m	间距(m)	
兴旺坝坝壳加固	中砂或粗砂坝壳	80~85	6~7	1.3~2.0	以粗砂为填料,加固松散砂壳坝壳相对密度由加固前的0.2~0.3提高到0.7~0.8以上
松华坝主坝后坝坡	没有很好级配的碎石土	98~106	4.4~10.7	2.0~2.75	碎石桩重度>20kN/m <sup>3</sup> ,桩间土重度>18.5kN/m <sup>3</sup> ,桩间土相对密度达0.75
官厅水库坝基	厚20m第四纪砂卵石层,表层含厚2~4m中细砂层		平均3m左右	孔距2m 正三角形布孔	振冲后表层2m范围内标贯击数增长2倍,振冲后地面平均沉降了10cm

续表 3

南通天生港电厂	土层为第四纪长江冲积层。填土厚1.8m,轻亚粘土厚2.5m,粉砂厚4.0m	80	9	桩间1.44m 三角形布置	沉降模量提高了4.2倍,桩间土标贯击数增加了一倍多,桩土应力比为2.0~2.4倍,加固后地基绝对沉降与差异沉降显著变小
宁夏大武口电厂	砂类土,上层为轻亚粘土,亚粘土	80-114	4~8	桩间距1.5m 正方形布孔	复合地基承载力达250kPa
铜山水泥厂	地表下1m为粘土层,1~15m为粉砂层,其中上部分10m较均匀		7~15	桩距1.8m 正三角形布桩	加固范围内,可以消除7度地震下的液化

## (二)碎石桩加固粘性土地基

碎石桩法加固粘性土地基

表 4

工程名称	地质概况	碎石桩加固参数			加固效果评述
		桩径	桩长	布桩	
		cm	m		
塘沽长芦盐场二化	I层填土厚0.5~1.0m, II、III层为近期沉积淤泥质粘土,厚7~8m, IV层第四纪全新沉积土层	80	8.5	桩距1.5m 正方形布桩	大型荷载试验结果,复合地基承载力较天然软粘土提高1.7倍, $n=1.5\sim 3$
浙江炼油厂软基	表层1m厚的风化硬壳,下层为流塑状淤泥质粘土	80	8.0	桩距1.5~2.0 三角形布桩	处理后地基沉降比不加固处理时减少60%,复合地基承载力较天然地基提高了2倍。
南京上元门水厂	I层填土厚2m, II层亚粘土或粘土厚2m, III层淤泥质亚粘土20m	80	6	桩距1.5m 梅花型布桩	通过建筑物运营三年时间的沉降观测,滤池地基差异沉降很小,平均倾斜率仅为0.84‰
福州马尾交通路厂房	填砂2m,淤泥土4m,中细砂3m,中细砂混淤泥6m	80~85	9~11	桩距1.5m 呈三角形布桩	静触试验结果,填砂由2.2MPa提高到11.8MPa 中砂由3.1MPa提高到9.4MPa
振冲纠正江宁油气罐	长江河漫滩地基,上层10m以内以淤泥质粘土为主		4~8	沿罐周边布孔,孔距3.6m	减少差异沉降31%,取得了明显的纠偏效果。

## 问题与展望

## (一)问题小议

## 1. 必须尽快开发碎石桩施工质量的监控设施

从国内近二十年来碎石桩加固技术的发展历史来看,碎石桩施工质量在不少情况下得不到保证,到目前为止还没有开发出有效可行的监控设施对制桩质量进行监控。正是因为没有有效的监控设施,屡见不鲜的漏桩,短桩,少料等施工质量问题始终无法杜绝,这样势必

会影响碎石桩技术的进一步发展。笔者建议同仁们应花大力气尽快开发有效监控设施,以便大幅度的提高碎石桩的施工质量。

### 2. 关于柔性基础下(如土石坝,海堤等)碎石桩作用机理研究问题

文中谈到的复合地基均指刚性基础下碎石桩复合地基。刚性基础能保证碎石桩与土变形协调的边界条件。而柔性基础下碎石桩刚度比基础刚度大,在基础荷载作用下,必将出现碎石桩刺入基础之中,这就失去了基础下,桩土变形协调的边界条件。此刻桩土共同作用的机理与刚性基础下的共同作用机理是不一样的。关于这类问题至今还未见到有关研究成果报导。建议应大力开展这方面的研究工作。

### 3. 碎石桩石料粒径的研究

在现行施工规范中规定了碎石桩的粒径为2~5cm,最大粒径<8~10cm。但是,实践表明,遇到含水量很高的淤泥,强度又较低时,用这种粒径石料振冲做碎石桩时成桩很困难,施工有一定的难度。文献<sup>[10]</sup>报导了用大粒径石料(其石料粒径 $D=10\sim 15\text{cm}$ 约占70~80%)成桩较易。通过现场施工质量检验及载荷试验验证完全满足了设计要求。用大粒径石料加固高含水量超软地基的成功,为今后开发振冲碎石桩加固软基提供了一种新的途径。但笔者认为尚需深入研究加固机理和尽快研制开发相应的新的施工机具及施工工艺。

## (二)对碎石桩加固技术的展望

1. 笔者期望进一步完善碎石桩制桩技术。像“双向振冲器”,“自动喂料振冲器”等的研制与开发是十分必要而紧迫的。

2. 为解决深层加固问题,特别是加固深厚的砂卵石覆盖层,应研制开发大功率(100kw以上),变频振冲器或者细而长振动杆加固器是很必要的。

3. 本文着重谈了有关碎石桩复合地基问题。但是,将软基加固做为—门工程技术来讲,除继续大力发展碎石桩加固技术之外,还应重视开发综合加固技术:如碎石桩复合地基与强夯相结合,真空预压与碎石桩复合地基相结合,双向复合地基的开发等等。

4. 对地基的检测技术近来发展的较快,除常规检测手段继续应用与完善外,笔者深深感到,开发现场快速检测技术是很有意义的,其应用前景十分广阔。

## 参考文献

- 1 吴廷杰,我国复合地基现状及其发展趋势,复合地基 P321
- 2 钱征,振冲法加固海底软土的试验研究,岩土工程学报,1988, No4
- 3 孟广训,模型碎石桩应力的测定及其分析,南京水利科学研究院报告,1985.6
- 4 方永凯,振冲法加固粘性土若干土工问题,水利水运科学研究,1983.4
- 5 方永凯,用短碎石桩法减小地基的差异沉降,水利水运科学研究,1982.1
- 6 韩仲卿等,振冲法加固地基的机理探讨与效果评价,化工部北京重型机械施工公司
- 7 方永凯,振动水冲法加固软弱地基设计计算探讨,南京水利科学研究院报告,土 7812
- 8 孟广训,沈定贤,碎石桩质量检测仪的应用,南京水利科学研究院报告,土 9205
- 9 孟广训,复合地基大型载荷试验与单桩载荷试验 P~S 曲线相互关系的探讨,南京水利科学研究院报告,1983.9
- 10 王盛源等,大粒径碎石桩加固珠江电厂高压压缩性淤泥地基,全国第三届软基学术讨论会论文集,1992, 秦皇岛
- 11 方永凯等,用强夯石桩及加筋土加固宁波北仑港堆场地基,南京水利科学研究院报告,1993.2

## 碎石土地基强夯效果差异性分析

金宗川 汪 稔 陈善雄

(中科院武汉岩土力学研究所 武汉 430071)

[摘要] 本文应用强夯的全过程模型,理论结合实践,对碎石土地基强夯效果的差异性进行了全面、科学的分析,揭示了形成这种差异性的原因,这对强夯工程实践具有重要的指导意义。

### 前言

岳化原料工程厂区占地面积 320806m<sup>2</sup>,系开山填谷所成碎石土体主要由中等风化泥质页岩碎块和残积土等混合而成,碎石块粒径 10cm~70cm 不等,含水量介于 7.6%~22.1%,天然容重 17.0~18.5kN/m<sup>3</sup>。鉴于填土和构筑物的特殊性,设计采用强夯对地基进行处理。地基强夯具有不均匀性已有共识,但在同能级下不同区域加固后地基承载力相差达 100kPa 为人所始料未及。

本文从强夯的全过程模型出发,理论结合实践,力求全面和科学地揭示形成这种差异性的原因,以此达到对其它的工程实践具有现实的指导意义。

### 工程概况

岳化原料工程厂区由填方区和挖方区两部分组成,其中 I<sub>b</sub>、II<sub>b</sub> 区(图 1 所示)为两山所夹的冲沟,回填碎石风化程度、颗粒大小和回填厚度不均匀。据设计要求对 I<sub>b</sub> 和 II<sub>b</sub> 区分一层 8000kN·m 强夯。最后两区均采用 1500kN·m 低能级满夯。8000kN·m 强夯夯点间距 9m×9m,两遍夯点布置呈梅花形。以最后三击的平均夯沉量小于 10cm 时的击数为控制击数,且不小于 10 击。强夯处理后要求地基承载力  $f_k \geq 220\text{kPa}$ 。

### 问题的提出

地基强夯效果的检验采用静载试验。重型动力触探和瑞利波实验。I<sub>b</sub> 和 II<sub>b</sub> 区各进行 2 组 1m×1m 板的静载试验,其 P-S 曲线如图 2,试验结果见表 1。

从静载试验结果看,承载力差异  $f_{k\max} = 130\text{kPa}$ ,压缩模量差异  $E_{s\max} = 9.5\text{MPa}$ 。

从重型动探和瑞利波试验结果(表 2)分析,强夯加密区击数差别  $N_{63.5} = 3$  击,承载力差在 100kPa;影响区动探击数差别  $N_{63.5} = 2$  击,换算为承载力为 60kPa;同样其瑞利波速度差异反映在承载力上的差异也具有相近的结果。

三种检验方法所显示结果的一致性充分说明了在同能级下, I<sub>b</sub> 区的强夯效果要明显优于 II<sub>b</sub> 区。

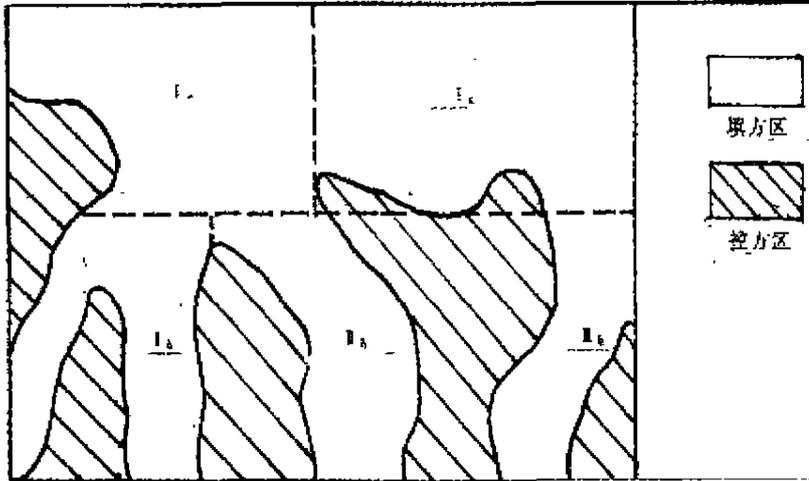


图1 场区平面及强夯区域分布图

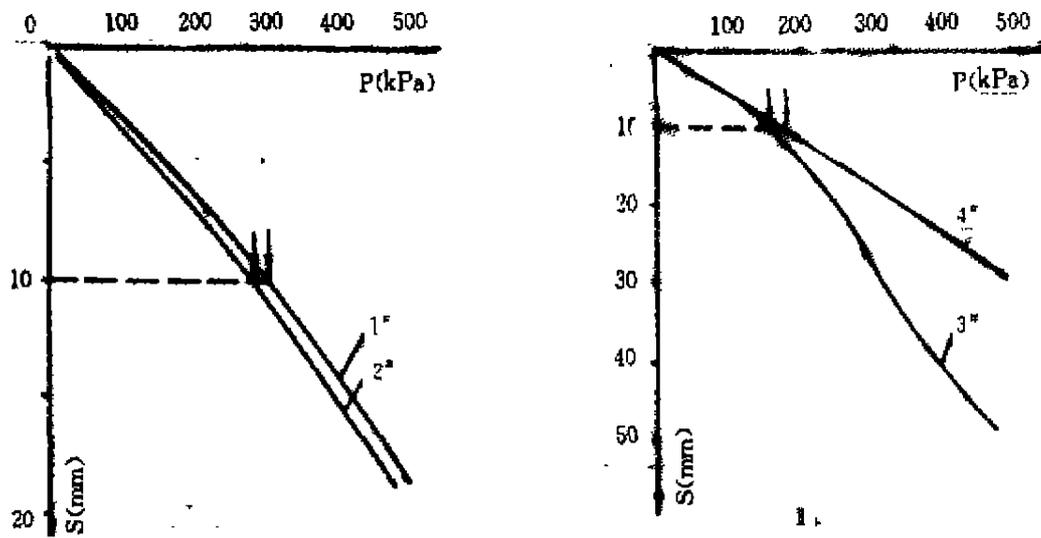


图2 I<sub>b</sub>和II<sub>b</sub>区的静载试验P-S曲线

I<sub>b</sub>和II<sub>b</sub>区地基荷载试验结果

表1

试验位置	荷载板尺寸 (m <sup>2</sup> )	最终荷载 P(kPa)	累计沉降 S(mm)	承载力基本值 (kPa)	变形模量 E <sub>0</sub> (MPa)	压缩模量 E <sub>v</sub> (MPa)
I <sub>b</sub> 区	1×1	500	18.51	300	24.9	29.3
			19.43	280	23.2	27.3
II <sub>b</sub> 区	1×1	500	47.78	170	15.8	18.5
			30.80	185	15.4	18.1

I<sub>b</sub> 和 II<sub>b</sub> 区重型动探及瑞利波试验结果

表 2

土层名称	I <sub>b</sub> 区					II <sub>b</sub> 区				
	深度 (m)	瑞利波试验		重型动探试验		深度 (m)	瑞利波试验		重型动探试验	
		V <sub>R</sub> (m/s)	力学指标	N <sub>63.5</sub> (击)	力学指标		V <sub>R</sub> (m/s)	力学指标	N <sub>63.5</sub> (击)	力学指标
碎石填土	0~7	230	f <sub>k</sub> = 280kPa E <sub>s</sub> = 24MPa	7	f <sub>k</sub> = 280kPa E <sub>s</sub> = 18MPa	0~6	160	f <sub>k</sub> = 180kPa E <sub>s</sub> = 13MPa	4	f <sub>k</sub> = 170kPa E <sub>s</sub> = 12MPa
	7米以下	160	f <sub>k</sub> = 180kPa E <sub>s</sub> = 13MPa	5	f <sub>k</sub> = 200kPa E <sub>s</sub> = 14MPa	6米以下	120	f <sub>k</sub> = 130kPa E <sub>s</sub> = 10MPa	3	f <sub>k</sub> = 140kPa E <sub>s</sub> = 10MPa

### 强夯加固机理及强夯全过程模型的提出

当质量为  $m$  的夯锤从高为  $h$  处自由落下, 将产生  $mgh$  的夯能冲击土体, 并以波能的形式作纵向和横向在土体中传播, 释放的能量在一定范围内被转化或被土体吸收, 伴随土体被强制压缩或振密; 土体液化或土体结构破坏; 排水固结压密; 触变恢复并伴随固结压密四个阶段<sup>[2]</sup>。

I<sub>b</sub> 和 II<sub>b</sub> 区域土体系粗颗粒, 大孔隙的非饱和和碎石土, 其夯实过程模型为一个非饱水土夯实至饱水; 然后是饱水土夯实固结的全过程模型<sup>[6]</sup>, 图 3 所示。用三相空间分配, 夯实过程之初 I - I' 阶段以动力压密, 预加变形作用为主, 当气隙减小至接近于零时, 土层即为饱水土, 再夯击就是饱水土的夯实过程 II - II', 此阶段以动力固结、预加变形作用为主。

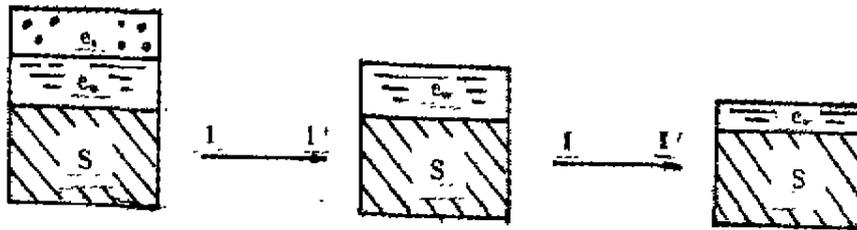


图 3 碎石土夯实全过程模型

### 强夯碎石土加固效果差异性分析

#### 1. 从强夯加固机理上分析

I<sub>b</sub> 和 II<sub>b</sub> 区为新近碎石填土, 但填土厚度、含水量有较大的差别, 表 3 所示。对 I<sub>b</sub> 区含水量较低, 夯实过程以 I - I' 阶段为主, 很难达到 II - II' 阶段。从夯击现场观察, 在 8000kN·m 的夯能作用下, 碎石块被压碎、变小和挤密, 在此过程中气体被挤出, 固体颗粒发生位移, 体积被压缩, 第一遍夯击夯坑深度达 2 - 3m, 周围土体的隆起量很小, 夯坑内未见任何孔隙水析出。钻探取样实验表明, 强夯土体形成了较为明显的双层结构, 经强夯土体孔隙比大大减小, 含水量基本不变, 饱和度在增加, 可以确认此过程是动力压密、预压变形作用的结果。

对Ⅱ<sub>b</sub>区,强夯在完成Ⅰ-Ⅰ'阶段后将过渡到Ⅱ-Ⅱ'阶段。实际表明Ⅱ<sub>b</sub>区粘土含量多,亲水性强,在动力夯击下饱和软土具有明显的减振,阻尼的振动特性,夯能损失快,其影响深度相对减小,碎石土在被破碎挤密的同时,有效应力减小,部分被夹的细粒饱和粘土孔隙水压力升高,产生超孔隙水压力,其部分通过裂隙形成排水通道使孔隙水压力消散,土体的有效应力逐渐升高,确认Ⅱ<sub>b</sub>区的加固机理是动力压密、预压变形和动力固结共同作用的结果。

对Ⅱ<sub>b</sub>区在夯实过程中存在Ⅱ-Ⅱ'过程,应在强夯时设置合理的排水通道,使超孔隙水压力及时消散,同时也应该阻止外来水源对强夯区域的渗透。

实际考察Ⅰ<sub>b</sub>和Ⅱ<sub>b</sub>区属两山所夹冲沟,三面环山,唯一可能的排水通道北边区域也因夯击在先而被堵死,这样Ⅱ<sub>b</sub>区强夯时产生的超孔隙水压力达不到及时消解,强夯效果受影响。Ⅰ<sub>b</sub>和Ⅱ<sub>b</sub>区强夯后恰处夏季多雨季节,Ⅱ<sub>b</sub>区在没有排水沟的情况水源又极其丰富,致使填土夯实后,在水稳性和硬化均较差的情况下,受水浸而膨胀疏松,影响夯击的加固效果。

## 2. 击实实验分析

Ⅰ<sub>b</sub>和Ⅱ<sub>b</sub>的强夯压密过程基本上同实验室的击实实验相类似,对于成分一定的碎石土其动力压密性是击实功  $W_{nd}$  和含水量  $w$  的函数:

$$\gamma_d = f(w, W_{nd}) \quad (1)$$

式中  $\gamma_d$  为干容重

击实实验按照《公路土试验规程》采用重型试验方法,干土法准备试样,固定击实功,分别对Ⅰ<sub>b</sub>区和Ⅱ<sub>b</sub>区的土样作不同含水量的击实试验,含水量与干容重关系曲线如图4所示。由图知在含水量较小时,土的压缩性随含水量增大而增大,当达到最优含水量时土的干容重最大,随后继续增加含水量,土的干容重反而降低。由于Ⅰ<sub>b</sub>和Ⅱ<sub>b</sub>区碎石土粘粒含量的差异使在最优含水量和最大干容重也有所区别。

实验证明最优含水量的数值与击实功有关<sup>[3]</sup>,击实功愈大则其最优含水量愈小,由此可推断在  $8000\text{kN}\cdot\text{m}$  的夯能作用下其最优含水量应小于实验室最优含水量  $9.2\%$ ,取样实测Ⅰ<sub>b</sub>区强夯后干容重为  $21.7\text{kN}/\text{m}^3$ ,可以认为此时的含水量  $7.6\%$  得到或接近最优含水量;而Ⅱ<sub>b</sub>区填土的含水量超过实验室最优含水量,  $8000\text{kN}\cdot\text{m}$  能级强夯反而使土的干容重降低,取样实测夯坑下土的干容重为  $19.7\text{kN}/\text{m}^3$ ,因此含水量差异造成强夯时击实效果也具有差异性。

## 3. 夯实土的渗透性分析

压实和含水量对渗透性有很大影响<sup>[4]</sup>,当含水量  $w$  小于最优含水量  $\omega_{op}$  时,压密土的颗粒较任意地定向排列形成凝聚结构,颗粒呈团粒状存在使孔隙尺寸较大,相应渗透性大。当压密土含水量  $\omega > \omega_{op}$  时击实产生的剪应变使土颗粒接近于平行的定向排列形成分散结构,孔隙率减小,渗透性显著减小。

Ⅰ<sub>b</sub>和Ⅱ<sub>b</sub>区填土性质 表3

区域	土质情况	深度(m)	含水量(%)	
			范围	平均值
Ⅰ <sub>b</sub>	碎石夹粘土,有较多的板状碎石块	0-7	6.3-9.3	7.6
		7-10	10.5-14.2	10.8
Ⅱ <sub>b</sub>	粘土夹碎石,有较多粘土,碎石较为均匀	0-5	14.2-20.5	14.6
		5m以下	17.0-24.0	22.1

由击实实验和现场实测知, I<sub>6</sub>区含水量达到或接近最优含水量 $\omega_{op}$ ,此时即使夯击时存在II-II'阶段,渗透性较大使孔隙压力很快消散。II<sub>6</sub>区含水量大于 $\omega_{op}$ ,此时渗透性小,这与II<sub>6</sub>区强夯时存在II-II'阶段孔隙水压力急需排水通道而消散的要求相抵触。

#### 4. 碎石土体本身性状的影响

当碎石土体受到冲击时土粒可表现出滑动、滚动、挠曲或压碎等效应力,其压缩变形的大小与土粒粒度成分和土体的结构有很大关系。

分别对I<sub>6</sub>和II<sub>6</sub>区的土体进行了颗粒分实验如图5所示。由图知I<sub>6</sub>区的填土颗粒级配明显差于II<sub>6</sub>区,这样在夯击时,土的级配愈好,土颗粒位移或压缩受到的粒间阻力也愈大,压缩变形愈小。碎石土的压缩伴有碎石被压碎的结果,其破碎程度随压力和粒径的增加而加剧,且带棱角的土粒更易破碎。实践中I<sub>6</sub>区填土含较多棱角分明的板状碎石,其强夯时破碎效果显著,土粒间直接接触点的数目随之剧增,有效应力增加。

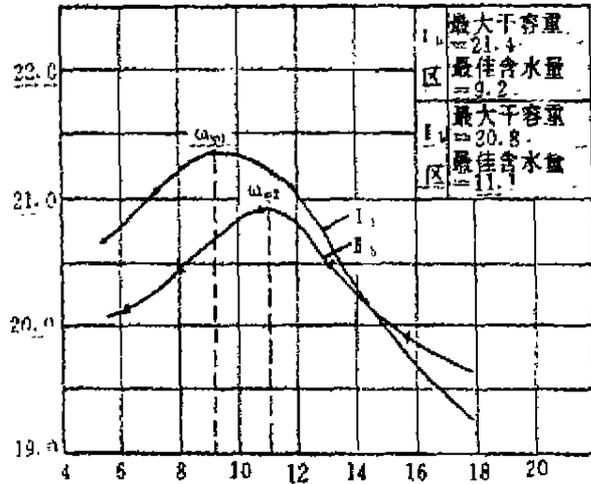


图4 含水量与干容重关系曲线

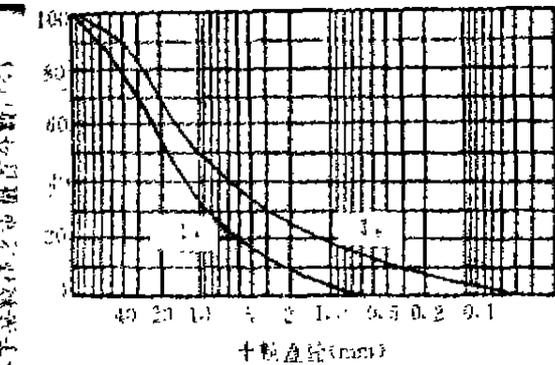


图5 碎石土颗粒分曲线

### 结论

强夯碎石土的加固机理是动力压密、动力固结和预压变形共同作用的结果,其夯实的全过程模型分二个过程: I-I'过程以动力压密、预压变形作用为主; II-II'过程以排水固结、预压变形作用为主。

分析I<sub>6</sub>和II<sub>6</sub>区强夯效果的差异性,其主要原因体现在:

#### 1. 夯实I-I'过程

夯击能一定时, I<sub>6</sub>区含水量达到或接近最优含水量, II<sub>6</sub>区填土含水量相对过高。

级配较好的II<sub>6</sub>区填土粒间摩阻力大,压缩变形小,破碎效果差,有效应力低。级配相对较差的I<sub>6</sub>区填土在压缩变形,破碎效果,粒间有效应力上都高于II<sub>6</sub>区。

#### 2. 夯实II-II'过程

强夯时II<sub>6</sub>区四周的排水通道被堵死,产生的超孔隙水压力不能及时消散,在夯后填土的水稳性和硬化均较差的情况下, II<sub>6</sub>区经水浸而膨胀疏松,严重影响强夯效果。

II<sub>b</sub>区土体含水量明显高于夯击最优含水量,使夯击时土体渗透性减小,阻止孔隙水压力消散,影响强夯效果。

强夯工程实践中,充分考虑引起强夯效果差异性几个主要因素,对指导工程实践,达到预定强夯效果具有重要的现实意义。

#### 参考文献

- 1 《工程地质手册》,中国建筑工业出版社,1992年
- 2 《地基处理手册》,中国建筑工业出版社,1995年
- 3 《工程地质学》,地质出版社,胡广韬,杨文远编
- 4 《土的工程性质》,水利电力出版社,黄文熙主编
- 5 《土工试验规程》,水利电力出版社,SD128-84
- 6 郭见扬,朱长歧,张利军等,强夯加固土层的过程、机理和设计原则专题研究报告,中科院武汉岩土力学研究所,1995年
- 7 陈善雄,冯辉,周宏文等,岳阳石油化工总厂原料工程厂区地基强夯工程质量检验报告(一)、(二)、(三)、(四)、(五)、(六),室内土工试验报告(一)、(二)、(三),中科院武汉岩土力学研究所,1996年1-8月

# 北京“世界公园”激光喷水池的修复与处理

王历 范如春 王冰伟 冯国一

(中国水利水电科学研究院 北京 100044)

[摘要] 本文通过介绍“世界公园”激光喷水池的修复处理,阐述了灌浆技术及小桩等技术在实际工程中的应用。

## 前言

北京“世界公园”激光喷水池位于园内人工湖中,因冬季检修放空池内存水,造成了整个喷水池在湖内 2m 高的水头浮托力作用下发生上抬,直至拉裂破坏,修复前,喷水池沿结构缝处,两侧最大高差达 27cm,池壁及池底混凝土多处被拉裂,裂缝总长度约 300 余延米,水池抬动后,底板与地基上之间留有 10~30cm 的空隙,并被土及冰充满,由于水池的抬动,池外湖底原防水塑料薄膜被破坏,水池结构止水带也被全部破坏。

此情况的发生系水池设计者忽略了其操作运行过程中湖水的浮托力所致。为了使喷水池尽快恢复运行,不仅要修复其外观和处理其结构裂缝,更主要的是使其在以后的使用过程中,达到“不沉、不抬、不漏”,为此,我们采用了多种处理手段以保证修复的成功。

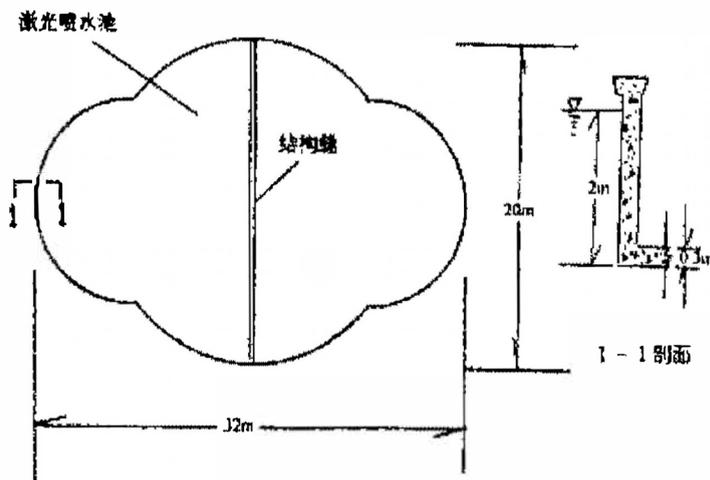


图1 激光喷水池平面示意图

▪ 收稿日期:1997年6月

## 措施及要求

对喷水池的修复,首先要考虑的是采取手段来消除湖水浮力的影响以保证水池在以后的检修过程中不再发生上浮情况,其次应较好地恢复水池的整体性,对拉坏的混凝土进行修补,使其结构强度达到使用要求。

处理方法分以下几个步骤。

### 1. 结构复位

水池上浮后,基础外侧的砂土和砖石,沿滑动面向内坍塌,进入水池基础下部,这是在放干湖水后水池不能复位的主要原因。同时,由于水池整体上抬的幅度不一样,沿结构缝被分为两部分,这两部分之间有相互支撑的力,这也是影响复位的原因之一。

鉴于此,采用钻孔水冲等方法清除垫在基础以下及周边滑落的土体,并用机具或人工凿开两部分结构相互支撑的支点,尽可能使整体结构恢复原位。

### 2. 池底灌浆

水池经过复位后,由于其结构尺寸较大,不可能完全恢复其抬动以前的高程,因此在池底基础与地基土之间势必会留下一定宽度的空隙,这种空隙对水池蓄水使用非常不利,会造成水池的不均匀下沉,影响使用,故在水池复位后的第二步工作是对池底空隙进行固结灌浆。灌浆压力的选定极为重要,它既要保证浆液达一定的扩散范围,充填好所有的空隙,同时要保证池底混凝土不被抬动和压裂。

### 3. 树根桩锚固

为克服扬压力的影响,采用树根桩锚固最为经济合理,它是靠桩侧壁与周边土的凝聚力和摩擦力来实现力的平衡,因而当水池受扬压力或压应力作用时,都能保证水池整体不上抬和下沉。

根据地质资料及水池使用后的最不利水位进行设计,树根桩数量为100根,桩径 $\Phi 150\text{mm}$ ,桩长约6m(以桩底达卵石层为标准),为提高桩的锚固力,还要设计可靠的锚头和采用“三高”浆液(高流动性、高强度、高稳定性)。

### 4. 混凝土裂缝处理

由于拉应力所致,池壁局部出现 $45^\circ$ 角的斜裂缝,这不仅破坏了结构的整体性,而且如不很好处理,水池蓄水后就会产生渗漏并锈蚀钢筋。

对裂缝的处理,采用专用SK型高分子化学浆液,此材料不仅流动性很好,可以充填全部大裂缝及微小裂缝,而且其粘结力以及自身的强度都非常高,能确保混凝土结构得到彻底修复。

### 5. 结构缝防水

最初设计结构缝是根据规范要求,允许混凝土在施工时因温度应力而产生伸缩,同时允许地基产生微小的沉降差,但经过以上几个方面的加固处理后,地基条件及设置锚桩后的受力条件均有所变化,因此把整个水池看作一个整体,并适当提高结构缝的刚度是可以的。

结构缝的处理方法为:下部填实刚度较大的防水材料,上部(临水面)则设置橡胶防水板,这样做不仅在一定程度上保留了结构缝的特点,同时也增加了防水的可靠程度。

### 6. 外观修复

上述工作完成后,对整个水池池壁的外观进行修整,凿掉高出的混凝土,再用新混凝土

修补,尽量达到外观比较美观。

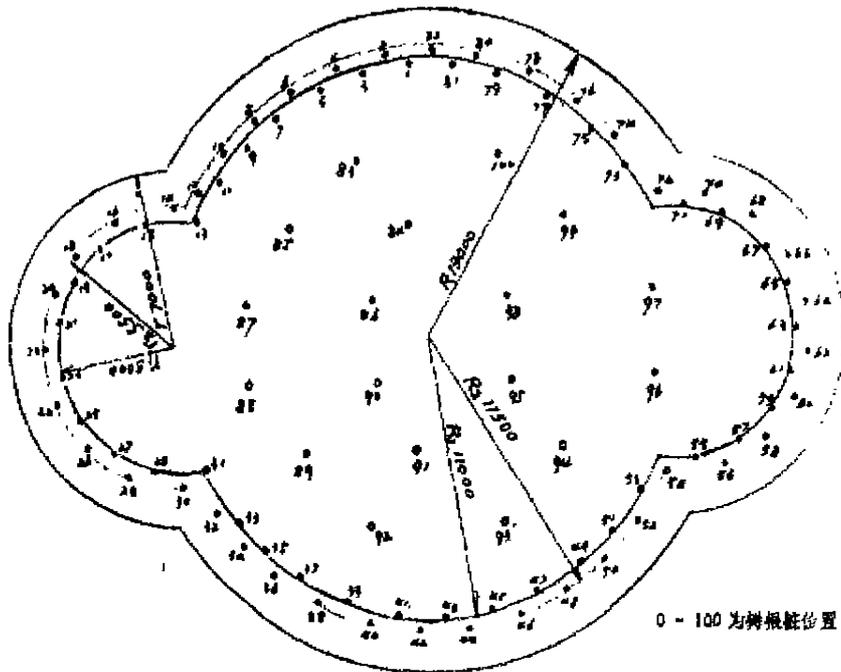


图2 树根桩布孔位置

## 处理过程中的难点重点

### 1. 施工中难点问题的解决

(1)在池体复位过程中,由于正值冬季,水池下部的大量积水有部分结冰,需首先清除积水及积冰,我们采用的方法为:利用管井进行抽水,排除下部积水,同时对水池下部的积冰利用热蒸气进行融化,以达到清理的目的。

(2)对池底和地基土间的空隙进行固结灌浆,既要保证浆材充填饱满,同时要保证已被局部破坏的混凝土底板不被进一步破坏或发生抬动,我们根据需要在池底布置了50个 $\Phi 75\text{mm}$ 的钻孔,并对局部破坏的裂缝进行了封堵,灌浆分两序,本着先外后内,先疏后密的原则进行,采用的灌浆压力以不超过 $1\text{MPa}$ 的标准严格控制,灌浆材料为高浓度的水泥浆液。

(3)结构缝的防水处理方法为:凿开结构缝,除去旧的防水材料,清洗缝隙,下层用砂浆加防水剂填补,上部用改性氯丁胶乳充满,并用橡胶止水板封面。

### 2. 施工中的重点措施

(1)树根桩锚定是此工程的关键,我们设计的树根桩已考虑了水池使用过程中各种最不利情况的影响。树根桩的成孔利用150型地质钻机,成孔后下三角形钢筋笼并下设灌浆管及孔口阻塞器,所灌浆材为高流动性、高强度、高稳定性的改性水泥浆液。灌浆压力选择由 $0.1\text{MPa}$ 逐次升高至 $0.2\text{MPa}$ ,最大达 $0.3\text{MPa}$ ,灌浆过程对注浆量、地面抬动、串浆等问题采取了一系列保证和控制措施,为保证树根桩与水池底板的有效连接,设置了 $0.6 \times 0.6\text{m}$ 的桩帽。

(2)池壁混凝土裂缝处理,为恢复池体结构的整体性,我们采用了SK改性环氧材料,对

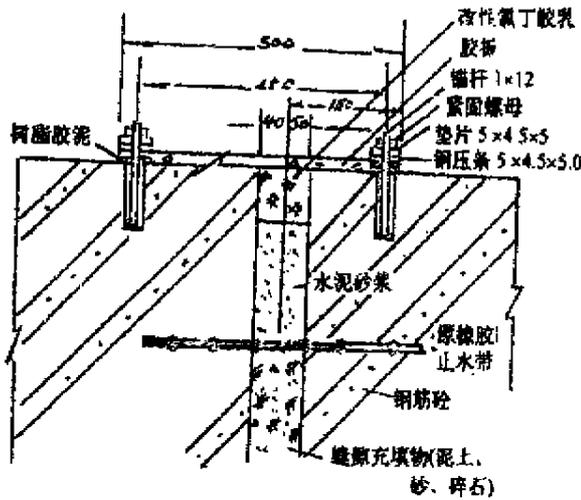


图3 结构缝橡胶板锚固横剖面

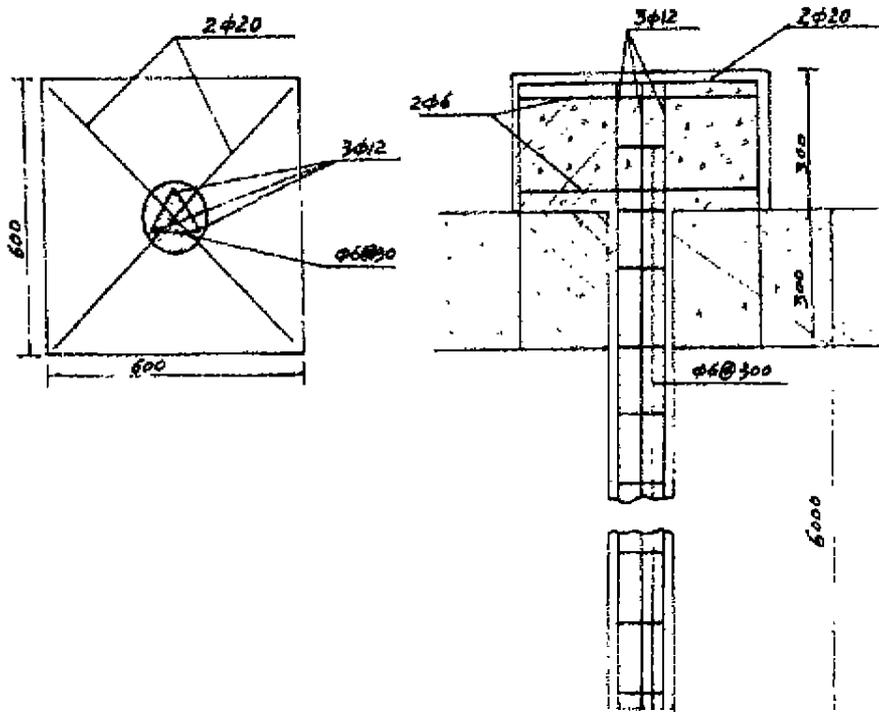


图4 树根桩剖面及配筋

裂缝的处理操作过程如下：①凿开池混凝土的所有裂缝，凿成梯形缝；②用风将裂缝吹干净，涂抹环氧基液；③用环氧腻子封闭裂缝，埋置  $\Phi 10\text{mm}$  灌浆嘴子，根据裂缝的长度，每条裂缝埋 2~3 个嘴子，贯通缝要两侧封闭；④用丙酮洗缝试灌，发现漏点及时封闭；⑤用 SK 改性配方进行化灌，压力为 0.1MPa，从最下部的嘴子灌起，待上部嘴子冒浆后，封闭上部嘴子，进行压力闭浆。

### 成果与总结

北京“世界公园”激光喷水池的修复工作整个工期 50 天，共计完成水池的整体复位，池

底灌浆 60m<sup>3</sup>(50个灌浆孔),6m深 150mm直径树根桩 100根,裂缝化学灌浆 300余延米,结构缝止水处理 30m,湖底与池壁结合部防水 200m<sup>3</sup>,池壁喷涂防水涂料 500m<sup>2</sup>,并进行了池底混凝土取样试验及池壁回弹试验。

施工结束观测水池整体复位情况以及检验各序施工质量情况均完全达到设计要求,经此次处理后喷水池经过三年的运行未发现任何问题。

## 长沙白云仪器开发公司产品汇总及报价

### 一、主机

CE9201 岩土工程质量检测仪	32000 元
SY-1 声波测试仪	35000 元
MJ-1 锚杆检测仪(仪器部分)	25000 元
BZY-1 爆破振动自记仪(单道)	4000 元
HDY-12 勘探地震记录仪	50000 元

### 二、主要附件:(随机附件见使用说明书)

TZBS 地震检波器:30Hz	120 元
60Hz	160 元
100Hz	320 元
10Hz	510 元
ST 系列各类夹心式超声波换能器:15KHz~5KHz	420~1000 元
GP 系列各类夹心式超声波换能器:100KHz~500KHz	400~450 元
FSS 单孔式超声波换能器:(40KHz、Φ36、线长 50m)	1800 元
SK 双孔式超声波换能器:(25KHz、Φ36、线长 50m)	1500 元
TKJ 系列气囊贴壁式孔中检波器: (单分量、二分量、三分量、自然频率 15,30,40,60,100Hz 外径 Φ30,Φ70,Φ80,Φ110)	3000~5000 元
TKJ 系列滑块贴壁式槽波检波器(二分量、三分量、自然频率 31Hz) 外径 Φ48~75mm	4200 元
ZJ 系列高阻尼基桩检测传感器(10,14,28Hz)	850 元
中空式测力传感器(12×10KN)	3600 元
容栅位移传感器(0~25mm)	800 元
全方位空心拉力千斤顶	5000 元
中空弹射式传感器	450 元

(以上附件随市场价变化)

地 址:湖南长沙市桐梓坡 C4-D 栋

邮 编:410013 电 话:(0731)8803709 4465261

联系人:杨治元 杨超

单 位:长沙白云仪器开发公司

开户行:建行开发区支行

帐号:580026309246

## 从月清园工程设计实例看基础合理选型<sup>\*</sup>

祁慕龙

(深圳市南油工程设计有限公司 518054)

月清园住宅小区,位于深圳市南油月亮湾地区。共有6栋八层钢筋混凝土现浇框架结构(各栋单体类型均不相同)。总建筑面积19600m<sup>2</sup>。

该工程位于月亮湾填海造地地区。从地基勘察资料(见图1)分析,地表7~8m之内自上而下分别为:填土层(0~2m厚);含块石填土层(1~4m厚,块石含量30~40%,直径≥10cm);淤泥层(0.2~3.4m厚)。其下为中细砂层;砂质粘性土;强风化花岗岩;中风化花岗岩。土层主要物理力学性质指标见表1。

该区域地基特点为各土层起伏较大,厚薄不均。强风化岩层最浅处距地表12.70m,最深处25m左右。

根据地基条件及上部结构特点,地基强夯处理后的片筏基础为较为合理的选择。邻近的月亮湾花园住宅小区(共37栋楼,其中18栋七层混合结构,19栋八层框架结构);南油中学教学楼、实验楼(均为六层框架,局部七、八层);以及其它工程选用此种基础类型。其地基处理后地基承载力达150~160kN/m<sup>2</sup>,强夯能量为200t-m普夯。

笔者在设计前的调研表明,该地区选用此种基础类型有值得商榷之处。并对工程的结构类型、荷载情况、地基条件、基础选型作了深入的研究,逐步得出以下几点意见:

(一)地基强夯处理手段为200t-m夯击能量的普夯,其作用深度根据梅那公式  $H=0.5\sqrt{Nh}=0.5\sqrt{200}=7.07\text{m}$ 。从各地基剖面资料看没有完全作用至淤泥层底部;由于各土层跌宕起伏,故强夯效果也不一致;该区域填海造地约10年左右,淤泥固结度约为80~90%,即为土壤变形至今尚未稳定,今后仍将继续,强夯处理的短期作用不能根本解决地基变形问题。

由于上述原因,月亮湾花园37栋楼每栋楼的墙体均有不同程度的裂缝发生,其中19栋楼业主搬入后已有强烈反应。南油中学二栋楼的墙体均出现裂缝。以上有两栋楼局部楼板四角出现45°裂缝。笔者认为这些现象确属沉降不均匀的结果,并提出本工程不宜再采用此种基础类型。

(二)从本工程强风化岩层深度为13.7m~25m,上层有较厚淤泥层来看,最佳基础选型应为灌注桩。但因有碎石填土层,恐桩管难以穿过该层,故相邻工程未选用沉管灌注桩。鉴于相邻建筑物的沉降情况,笔者提出:灌注桩基础成本低、工期短,且持力层为强风化岩层,变形小,沉降可得到控制。本工程部分商品房、部分微利房,鉴于相邻房屋的沉陷裂缝已

\* 收稿日期:1997年1月

表1 土层主要物理力学性质统计表

地层代号	土层名称	指标名称		天然含水量 $\omega$ (%)	天然容重 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	比重 $G$	孔隙比 $e$	塑性指数 $I_P$	液性指数 $I_L$	压缩系数 $a$ (MPa <sup>-1</sup> )	压缩模量 $E_s$ (MPa)	凝聚力 $C$ (kPa)	摩擦角 $\varphi$ (度)	标准贯入试验 (锤击数)	
		统计项目	统计件数												
Q <sup>m</sup>	淤泥	统计件数	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	22		
		范围值	68.2~70.5	1.61~1.62	2.72~2.72	1.824~1.880	11~13	2.65~3.11	1.47~1.70	1.69~1.92	9.4~9.4	7.2~7.2	1		
		算术平均值	69.4	1.62	2.72	1.852	12	2.88	1.59	1.81	9.4	7.2	1		
	中细砂	统计件数			6										8
		范围值			2.64~2.65										5~15
		算术平均值			2.64										9
Q <sup>s</sup>	砂质粘性土	统计件数	15	15	15	15	15	15	15	13	13	8	8	23	
		范围值	18.3~38.9	1.84~2.06	2.68~2.71	0.536~1.076	6~13	<0~0.61	0.17~0.46	4.13~7.80	27.7~42.9	25.3~34.1	6~33		
		算术平均值	22.5	1.94	2.70	0.710	10	0.10	0.29	6.35	36.7	30.8	19		

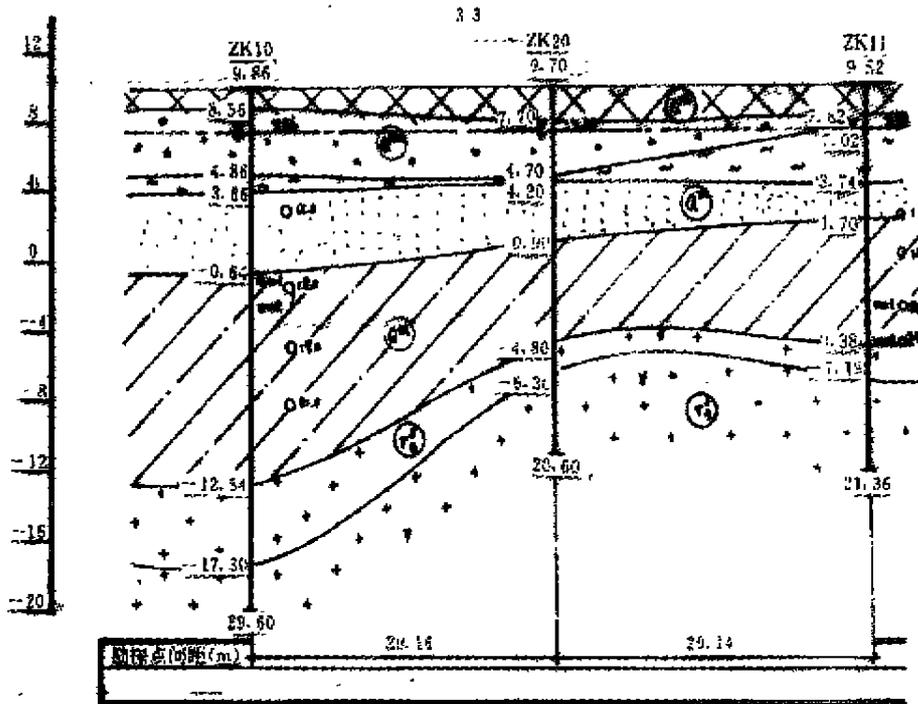


图1 土层剖面

造成社会影响,本工程必须引以为训。故提出采用可行的泥浆护壁钻孔灌注桩。

### (三)经济效益比较

根据各框架柱最大轴力,按单桩承载力为 650kN 设计了  $\Phi 500$  泥浆护壁钻孔灌注桩,以下按三类企业收费进行与厚基础方案(强夯片筏方案)的造价比较。(共 577 根桩,并作了片筏设计)

钻孔桩方案(注 1)		强夯片筏方案	
钻孔桩 C25	201.31 万元	200t-m 普夯	14 万元
桩承台 C25	71.33 万元	片筏平均 0.70m 厚 C25	220.16 万元
混凝土垫层 C10	2.93 万元	C10 垫层	10.55 万元
共:	275.57 万元	挖方,填方,运土,夯上(注 2)	12.75 万元
		共:	257.46 万元

注 1:共计 577 根桩,平均桩长 17m(完工后实际平均桩长 16.8m)

注 2:此处挖方、填方、运土、夯土已减去桩基方案部分同类造价,即为净增部分。

### (四)改用沉管灌注桩

笔者进一步研究“勘测报告”,并到钻探现场检查各孔土样,发现所钻 24 孔中仅一孔遇少量石块,其余均顺利钻过碎石层。且“报告”表明,碎石填土层均接近地表,未经夯实或压实。从钻进时未遇阻力来看,认为填土应呈软塑状,即钻进时可推开石块。再与甲方工程技术人员、勘测人员共同探讨后,提出采用造价最低的  $\Phi 480$  沉管灌注桩。并提出后备措施为:

1. 混凝土桩尖改为钢桩靴,以免打入时遇石块而击碎。
2. 由于碎石层近地面,如遇大石块,挖去再打(因埋深浅,易于处理)。
3. 如遇打不进则移位,更改承台。

最后,施工单位采取用特制钢桩尖及空钢先空打(试打)了一栋楼 80 多根桩(不灌混凝土,孔内用砂填满),全部正常打穿碎石填土层,其总锤数与穿越该层时的贯入度全部正常。因此,最后确定沉管灌注桩方案。

按  $\Phi 480$  沉管灌注桩造价情况:(三类收费)

桩:C25	127.73	万元
承台:C25	71.33	万元
垫层:C10	2.93	万元
共计:	201.99	万元

与筏基方案比较可节省 55.47 万元!而总建筑面积为 19600m<sup>2</sup>,即为每 m<sup>2</sup> 节省造价 28.30 元。

打桩工程完工后,仅 1 根桩遇石块,移动了 1m。经按规范要求选取 6 根桩做静力压桩试验,各项指标全部达到设计要求。

该项工程由于采用了正确的基础选型及施工方案,获得了显著的经济效益和社会效益。其经济效益为:仅基础工程一项就节省造价 55.47 万元!

其社会效益为:采用桩基,持力层为强风化岩层,有效控制了沉降。避免了因筏基不均匀沉降而引起的裂缝。更重要的是月亮湾花园的裂缝已造成商品房销售困难,以及修补加固方面的追加投资。

## 结语

结构设计人员如何正确进行结构选型,首先是处理结构安全度的问题,且必须兼顾工程的经济效益与社会影响,这是一个意义深远的课题。

## 参考文献

- 1 《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)
- 2 《深圳地区建筑地基基础设计试行规程》(SJG1-88)
- 3 《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)
- 4 《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)
- 5 《广东省建筑工程预算定额》(修订本及深圳市定额管理站公布之近期建筑材料信息价)

## 碎石挤密桩处理软弱地基

任振甲

(邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

**[摘要]** 遇软弱地基,基坑周围距建筑物较近,大型钻机施工不便,利用SH30-2型钻机改进后用于地基处理,能解决这个难题。本文结合当地工程实践,对碎石挤密桩处理软弱地基,从技术上、经济上、效益上进行了分析,并提出改进意见。

### 概述

在基本建设中,经常遇到天然地基不能满足建筑物的要求,特别是杂填土及其它软弱地基,需要对地基进行处理。目前处理地基一般常用方法,因具有某些局限性在使用上受到限制。碎石挤密桩,在处理建筑场地软弱地基上,能提高地基承载力,具有少开挖土方,施工速度快等优点,且为干作业,施工不受限制,同时钻机设备简单轻便,施工灵活方便,能适应各种场地施工条件。

我市多年来在处理软弱地基中,有人工成孔和机械成孔二种。人工成孔一般深约3m,机械成孔多为4~6m,或更深。有的建筑场地狭窄,邻近基坑有建筑物,大型钻机在紧靠坑边运不过去,扩大坑边范围又因紧邻旧建筑物而不允许,改用人工对靠坑边孔成孔,又达不到深度要求。我市勘察部门利用SH30-2型钻机改进,钻孔灵活方便,适应场地不利条件,通过多项工程实践,效果良好。

### 成桩

碎石挤密桩是利用钻头成孔,然后填入碎石,分段机械夯实,在夯击过程中,以机械的冲挤能量扩大桩径和提高桩身碎石密实度,从而提高桩间土与桩体构成的复合地基承载力。

钻孔过程中,土被分次取出,钻至设计深度,提起钻孔器,分层灌入一定级配的碎石骨料,每层均用钻孔器振冲密实,这样就形成密而坚实的碎石桩。一般工程,桩径多为 $\Phi 300\text{mm}$ ,则利用 $\Phi 150\text{mm}$ 钻头开孔, $\Phi 200$ 锥型钻头扩孔后,填入石料(料径20~40mm)分段夯实,将桩径挤密至 $\Phi 300\text{mm}$ ,在夯击过程中,对桩间土产生挤密效果。根据工程设计桩径,可以变换钻头直径,满足设计要求。

### 工程实例

1. 某综合楼,4层,框架砖混结构,建筑场地在老城墙护城河边,地面以下填土层厚3.50~5.50m,填土层含砖瓦碎块及石渣,场地北部湿软。第2层为粉土,厚2.0m,局部为淤泥

质土,厚0.5m左右,以下为粉土,厚3~4m,土质较好。建筑物基础设计埋深-2.0m,正坐在填土层上,土质松散,密实性差,第2层土质不均匀,且呈软一流塑状,不宜做天然地基。

根据地质情况,该场地深度7.00以上土层南部较硬,北部湿软,物理力学性质差异较大,第1层填土承载力为100kPa,第二层土南部为160kPa,北部为80kPa,基槽内按间距1m梅花状布桩,桩长4.5~5.5m,桩径 $\Phi 300$ mm。竣工后,经测试,地基承载力第1层(填土层)由原来的100kPa,增加到150kPa,提高50%,第2层(淤泥质土)由原来的80kPa,增加至140kPa,提高75%,完全满足了设计要求。

2. 某高层建筑,在高层与低层交界处条形基础范围内的地基,设计要求提高地基承载力,防止地基变形,引起不均匀沉降,尽量减少高层对低层地基传力的不利因素,因此确定做碎石桩。由于高层有地下室,基坑挖至5m多,利用大型钻机成孔,机械下不去,即使下至坑底,也施展不开,施工困难。采用SH30-2型小型钻机,方便灵活,采用两台同时施工,速度亦较快。孔径 $\Phi 300$ mm,孔深3~4m,按3倍孔径布桩,成孔后,扩孔,分段夯填碎石,挤密土层,组成复合地基。经测试复合地基承载力较原地基提高60%,满足设计要求。

## 几点分析和改进意见

通过以上工程实例及其工程实践,对碎石桩加固软弱地基,提出如下几点综合分析 with 改进意见。

1. 碎石桩加固软弱地基,经工程实践是成功的,其理论上有据,计算上有法,实践上有成套措施,且其经济效益是显著的。一般加固后复合地基允许承载力为加固前地基允许承载力的1.5~2倍,变形模量亦较加固前有较大幅度提高。

2. 利用SH30-2型钻机改进用于打桩,能适合各种场地,尤其适合狭小并已开槽的场地。SH30-2型钻机塔腿长,不能靠近槽边,故须解决基槽周边碎石桩施工问题,必须改进钻机。勘察部门根据现场情况,加工了几条长短不等的塔腿,把塔腿放在基槽上方或基槽底,成功地解决了槽边桩的施工问题,补充了大型钻机不好解决的问题。

3. 某综合楼工程,地表处理方案原定为石灰挤密桩和碎石挤密桩两种方案,经勘测单位测算,采用石灰桩造价较碎石桩高出1倍多。由于碎石桩,具有投资少、工期短的特点,故决定了采用碎石桩。

4. SH30-2型改进钻机打碎石桩,虽有不少优点,但也存在问题,一是这套机具尚须改进,特别是挤密、夯实钻头有待改进,以减少挤密、夯实时阻力及提钻阻力,延长钻头使用寿命,加快施工进度;二是施工进度慢,用卷扬机提降钻杆,操作工序环节多,速度慢,须进一步改进。目前,在小型场地、狭窄场地、局部地基处理、深坑、槽边成孔、成桩,能显示其优越性,但大面积场地处理地基,则速度达不到施工要求,会因占用时间长而拖延工期。因此,须在现有基础上,进一步改进机具,适应工程需要。

5. 碎石挤密桩是适合我国国情的一种地基处理方法,填料可因地制宜,象碎砖块等较坚硬的骨料尽量利用,可进一步降低造价。

## 参考文献

- 1 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集:复合地基,承德,1990
- 2 手册编委会:地基处理手册,中国建筑工业出版社,1988

# 复杂地基上建坝 ——务坪水库湖积层软基加固试验研究<sup>\*</sup>

张天明

(云南省水利水电勘测设计研究院 昆明 650021)

**[摘要]** 本章通过对凝聚力仅为 6.21kPa 的深厚湖积层软基的振冲置换试验研究,验证了振冲法的安全性;通过处理后的分析对比,得出了一些有益的结论,对国内类似工程地基处理有一定的参考价值。

## 引言

务坪水库地质条件极其复杂,为深厚湖积层软基、不稳定山体、大体积滑坡堆积体等多种不利的地质因素组合在一起,形成了罕见的较为特殊的地形地貌,这给工程的设计施工都带来了一定的困难。在此地基上建坝就不得不从枢纽工程的整体稳定、安全、合理可靠来全面考虑其设计布局及施工安排。经过多年来的分析、研究、讨论,确定了工程建设方案,使一项在七十年代被定论为不能兴建的工程复工修建,在此就有关问题进行一些探讨。

## 工程概况

### 1. 工程简介

务坪水库位于滇西北贫脊的小凉山地区,水库枢纽由拦河坝、导流、泄洪、输水隧洞及 53km 输水干渠组成,其中拦河坝为碾压心墙堆石坝,坝高 49m,库容  $4990 \times 10^4 \text{m}^3$ ,水库主要担负当地农田灌溉,兼顾城市部分供水任务。库区地处高海拔山区,库容条件良好,水库的建成具有明显的经济、社会效益。

### 2. 地质

坝址区坝轴线上游河床为湖积层软基,其最大埋深 33m,一般在 20m 左右,上游左岸存在一个 3<sup>#</sup> 滑坡,体积  $10.0 \times 10^4 \text{m}^3$ ;右坝肩为 2<sup>#</sup>、4<sup>#</sup> 滑坡,2<sup>#</sup> 滑坡体积  $8.34 \times 10^4 \text{m}^3$ ;4<sup>#</sup> 滑坡体积  $4.55 \times 10^4 \text{m}^3$ ;坝轴下游右岸为 1<sup>#</sup> 滑坡,体积  $123 \times 10^4 \text{m}^3$ ,滑床最深处 42m;坝基岩层走向为左岸倾向山体,右岸倾向河床,基岩为风化长石石英砂岩夹泥岩;此外,在坝轴右岸上游尚有一块不稳定山体,可能滑动体积  $23 \times 10^4 \text{m}^3$ 。在上述滑坡群中除 2<sup>#</sup> 滑坡为死滑坡外,其余大都处于极限平衡状态。

软基的特点<sup>[1]</sup>为:软基组成复杂,埋藏深厚。主要由粉土、粉砂、淤泥质壤土、淤泥质粘土、亚粘土及树木、树叶层、孤石、块石、漂石等组成,分布面积  $0.4 \text{km}^2$ ,建坝需处理面积  $15000 \text{m}^2$ 。在软基上共进行过 110 组原状样的物理、力学性质试验及静力触探、十字板剪切

\* 收稿日期 1996年7月

试验,结果分别列入表1、表2。

湖积层软土土工试验成果表

表1

项目	含水率 (%)	天然状态		孔隙比	土粒比重	液限 (%)	塑限 (%)	塑性指数	垂直渗透 系数 $k_{20}$ (cm/s)	压缩系数		直接剪力	
		湿容重 kN/m <sup>3</sup>	干容重 kN/m <sup>3</sup>							0.1~	0.2~	饱和快剪	
										0.2MPa	0.4MPa	$\varphi$ (°)	$C$ (kPa)
最大值	136.00	21.60	16.90	18.83	2.72	102	77	30	$2.16 \times 10^{-3}$	3.1	2.40	30.005	32
最小值	13.00	11.80	6.70	0.39	2.19	5.03	14	2	$6.85 \times 10^{-3}$	0.2	0.20	9.8	0.588
算术平均值	66.99	15.77	9.93	1.862	2.53	53.57	41.205	13.0	$1.15 \times 10^{-4}$	1.35	0.998	21.97	12.147
大值平均值	83.62	17.21	12.07	2.626	2.61	64.69	50.28	18.6	$6.32 \times 10^{-4}$	1.89	1.38	25.39	21.06
小值平均值	50.36	14.86	8.48	1.432	2.43	42.87	32.81	10.1	$1.25 \times 10^{-5}$	0.882	0.636	16.47	6.21

软基各土层振冲前主要力学指标建议值表

表2

项目 数量 层号	土层名称	静力触探			十字板剪切			承载力 标准值 $f_k$ (kPa)
		锥尖阻力 平均值 $\bar{q}_c$ (MPa)	侧摩阻力 平均值 $\bar{f}_s$ (MPa)	比贯入阻 力平均值 $\bar{p}_s$ (MPa)	原状土不排 水抗剪强度 $C_u$ (kPa)	重塑土不排 水抗剪强度 $C_u'$ (kPa)	灵敏度 $S_i$	
①	轻中砂壤土	0.622	0.013	0.705	29	6	4.8	75
②	粉质粘土	0.393	0.006	0.431	31	8	3.9	55
② <sub>1</sub>	粉土	1.412	0.007	1.457	50	8	6.3	100
② <sub>2</sub>	砂土	3.552	0.036	3.782	57	8	7.1	110
③	粉砂	3.625	0.019	3.747	89	12	7.1	130

湖积层软基有如下特点:

- ①天然含水量高,且在地表8m以下部分天然含水量都高于液限;
- ②孔隙比大,一般在1.5~2.0之间;
- ③有机质含量高,一般可达9~15%(不包括软土中夹的树叶树木层);
- ④枯木、树叶、孤石、块石、漂石等障碍物含量在20%左右;
- ⑤压缩性大,为高压缩性土,压缩系数一般在 $1.5 \sim 2.0 \text{MPa}^{-1}$ 之间;
- ⑥凝聚力小,抗剪强度低,在110组试样中80%的凝聚力小于20kPa,大部分处于软~流塑状态,抗剪强度天然土快剪仅为 $10 \sim 11^\circ$ ;
- ⑦承载力低其中淤泥质砂壤土层承载力仅为55kPa。

取样试验后经过分析研究发现,随着埋深的增加,软土的固结度逐渐提高,渗透系数逐渐减小并趋于稳定;孔隙比亦降至1左右;抗剪强度、承载力提高并趋于稳定。表明湖积层在埋深增加的同时,在上覆土体的自重作用下,有一定的排水固结,强度得以提高。但基础

不处理仅靠自身的缓慢固结不能满足 49m 坝高的抗滑稳定、变形及两岸岸坡稳定的要求,必需选用一定的工程措施进行加固处理,以满足上部及岸坡稳定的需要。

## 基础处理

### 1. 问题的提出

根据地质条件的复杂性、特殊性,要使水库的建设顺利进行,必需处理好下述三个问题:

- ①深厚湖积层软基处理;
- ②滑坡处理;
- ③不稳定山体处理。

其中第①个问题是关键,软基得到有效加固处理后,坝轴上游两岸边坡的临空面得到加强,减少了下滑的可能性及对不稳定山体、3# 滑坡进行处理的工作量,即将对问题①的解决与对②、③的处理有机地结合起来。先后对砂井法、压重法、塑料排水板法、湖积层软基大开挖法、振冲置换法等多组方案进行了反复论证,结合对工程整体建设有利的原则,选择振冲置换法作为处理方法。振冲法不仅能提高地基承载力,改善其受力条件,同时也加固了两岸岸坡的临空面,增强了其抗滑稳定性,是一种可靠的处理方法。

### 2. 处理设计

湖积层软基加固处理的面积较大,而不同区域其埋深、受力条件都不尽相同,结合应力应变要求,在湖积层埋藏深且处于主要应力区的部位,桩距、排距布置密一些,置换率控制在 40%;在埋藏较浅或非主要应力区,桩、排距布置稀一些,置换率 30% ~ 32.5%;主要应力区有效桩深 18 ~ 20m,选用振冲功率较大,施工设备、技术成熟的 75KW 振冲器;非主要应力区有效桩深在 10m 左右,配置 30KW 振冲器,振冲区域布置见图 1。

#### ①75KW 振冲设计

75KW 振冲区,呈正三角形布置,振冲置换率  $m = 40%$ ,碎石填料量松方  $As' = 1.54 \text{ m}^3/\text{m}$ ,桩距  $l_1$ 、排距  $l_2$ ,则有如下关系式:

$$m = \frac{As^{[2]}}{A} \quad (1)$$

式中  $As$  为单位填料量,  $As = As' \cdot \delta$ ;  $\delta$  为松、实方折减系数,取值在 0.75 左右<sup>[3]</sup>,也可通过现场试验确定,经试验  $\delta = 0.735$ 。

$A$  为一棵振冲桩影响范围,  $A = l_1, l_2^{[4]}$ 。

由(1)式得

$$l_1 = 1.8\text{m}, l_2 = 1.56\text{m}。$$

相应碎石桩复合地基内摩擦角  $\varphi_f$ 、凝聚力  $c_f$  由(2)、(3)两式得出:

$$\varphi_f = m, \varphi_s + (1 - m) \varphi_n^{[5]} \quad (2)$$

$$c_f = m, c_s + (1 - m) c_n \quad (3)$$

已知用作填料的灰岩碎石料内摩擦角  $\varphi_s = 35^\circ$ ,软基内摩擦角为  $\varphi_n = 16.47^\circ$ ,软基  $c_n = 6.21\text{kPa}$ ;振冲后复合地基抗剪指标为:  $\varphi_f = 23.88^\circ$ ,  $c_f = 24.13\text{kPa}$ 。

#### ②30KW 振冲设计

30KW 振冲区,设计布置与 75KW 相同,置换率 32%,碎石桩单位填料量松方  $As' = 1.22\text{m}^3/\text{m}$ ,  $\delta = 0.735$ ,由①②③得  $l_1 = 1.8\text{m}$ ,  $l_2 = 1.56\text{m}$ ,  $\varphi_f = 22.4^\circ$ ,  $c_f = 20.5\text{kPa}$ 。

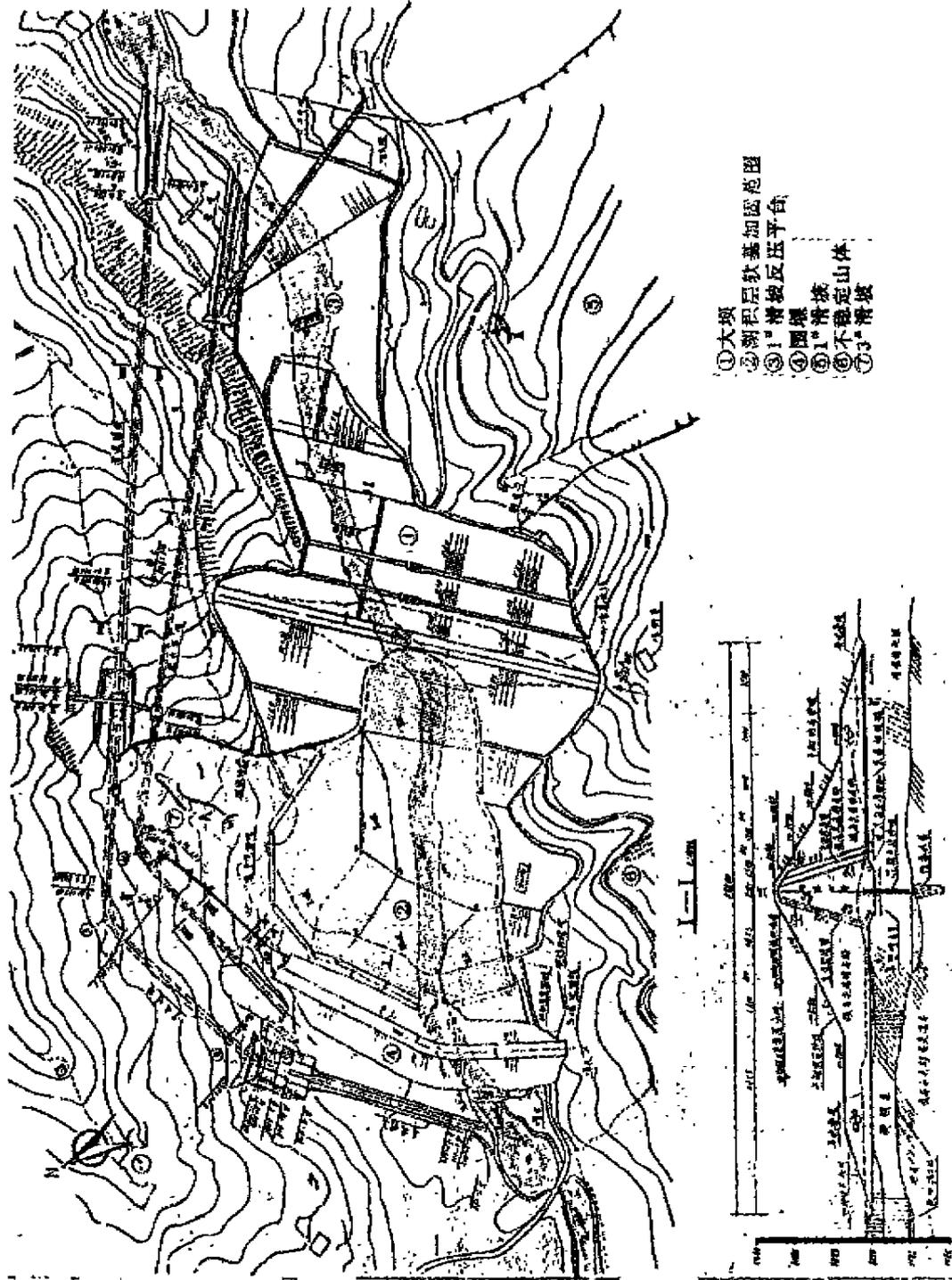


图1 枢纽布置及坝断面示意图

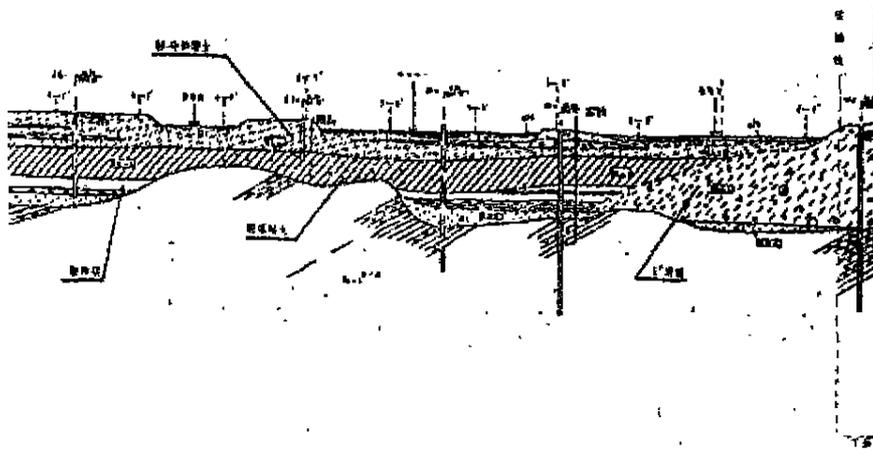


图2 软基工程地质剖面示意图

### ③设计验证

在设计拟定桩、排距的基础上,对选定的大坝设计方案做了不同振冲置换率、不同施工加坝方式共六个模型的离心模拟试验<sup>[6]</sup>,试验表明:

- ①湖积层软基采用振冲置换加固处理可行;
- ②40%置换率满足变形、抗滑稳定要求,相应的经济投入亦合理;
- ③适当控制施工加坝速度,分期分序加坝有利于减少坝体及基础的有害变形。

此外,对基础及坝体典型断面还进行了二维应力应变分析计算<sup>[7]</sup>,计算结果:相对于最大坝高沉降率为1.2~1.3%(一次填筑加坝至顶高程,分期加坝则降至1%以下),软基处理后的坝体是安全的。

在上述试验及分析计算的基础上,为了进一步检验软基处理的可行性、实用性、探索出一套符合实际的施工工艺及技术指标要求,在工地现场选择代表性较好的区域340m<sup>2</sup>进行制桩试验,布置30KW试桩49棵,75KW试桩35棵,共84棵试桩进行现场制桩试验。试验主要指标列入表3。

振冲制桩试验技术参数表

表3

振冲机具	密实电流 (A)	留振时间 (s)	造孔水压 (MPa)	制桩水压 (MPa)	单位填料量 (m <sup>3</sup> /m)	备注
30KW	55~60	>15	0~9m,0.4 9~15m,0.3	0.3~0.4	0.90	填料量松、实方折减系数为0.785
75KW	140	15~20	0.5遇树叶层、淤泥层时降至0.3	0.4	1.11	该振冲器为施工单位自行研制产品

从试桩施工情况看,施工工艺控制十分重要,尤其是最软弱部分的淤泥质粘土、粉土,大都处于软~流塑状态,造孔水压控制很关键,水压大小要适度,过大将对孔壁造成冲刷,进而引起串孔、串桩;水压过小,孔中泥浆冲不出孔口沉积在桩体内,直接影响到成桩质量。对于留振时间,在达到密实电流的情况下,若加密一次达不到15s,则采取复振措施,复振1~2次来保证达到要求。通过严格调控施工主要参数,84棵试桩全部成桩。

在一段时间的强度恢复期后,借助于重(2)型动力触探、静力触探、标贯、十字板剪切试验、钻孔检查、现场直剪及载荷试验等野外测试手段,对成桩质量和效果进行了检验,成果列入表4。

振冲试验质检成果表

表4

土层及名称	振冲机具 KW	静力触探			十字板剪切			标贯 $N_{63.5}$ 锤击数 (击)	桩间土承载力标准值 $f_k$ (kPa)	振冲碎石桩承载力 (kPa)	复合地基承载力 (kPa)
		锥尖阻力平均值 $\bar{q}_c$ (MPa)	侧摩阻力平均值 $\bar{f}_s$ (MPa)	比贯入阻力平均值 $\bar{p}_s$ (MPa)	原状土不排水抗剪强度 $C_u$ (kPa)	扰动土不排水抗剪强度 $C_u'$ (kPa)	灵敏度 $S_r$				
①淤泥质砂壤土	30	0.399	0.0147	0.493	64.67	12.41	5.21	1.84	45	411	161
	75	0.440	0.0156	0.493	34.60	6.60	5.24	1.80	45	624	276.6
②粉砂土	30	2.035	0.0627	2.436	116.3	12.33	9.43	3.10	110	411	161
	75	1.760	0.0272	1.930	163	27.70	5.88	3.20	110	624	276.6
③含碎石砂土	30	7.018	0.0667	7.440				4.90	175	411	161
	75	8.200	0.0478	8.500					190	624	276.6

振冲制桩后淤泥砂壤土层桩间土强度略有降低,这主要是由于振冲过程中土体结构遭到破坏,因而引起强度波动的结果。随着时段的增长,土体结构经过重新排列组合,达到新的平衡点(包括桩体与桩间土的应力分配),桩间土强度逐渐恢复并提高,桩间土与桩体组成复合地基而共同工作。振冲后实测复合地基力学指标为: $\varphi_f = 23.88^\circ$ ,  $c_f = 9.44\text{kPa}$ 。采用瑞典圆弧法及毕肖普法对基础处理后坝体进行抗滑稳定分析,结果能满足各种应用水位下的抗滑稳定要求。不稳定山体及3#滑坡由于临空面得到加强,其安全性亦得到提高,其中不稳定山体不需要进行专门处理,3#滑坡处理工程量大大减少。

## 结束语

务坪水库深厚湖积层软基采用振冲置换加固处理后,有效地解决了大坝的抗滑稳定问题,减缓了两岸边坡下滑的可能性,节省了建设资金。上述分析及试验研究表明:

①务坪水库湖积层软基采用振冲置换加固处理合理、可行。

②处理过程中必须使用合格的振冲机具并严格控制施工工艺,尤其是水压、电流、留振时间的控制。

③处理效果满足设计要求。

## 参考文献

- 1 张天明,《水利水电工程学理论与应用》,中国科学技术出版社,1995
- 2、4 叶书麟,《地基处理》,中国建筑出版社,1992
- 3 康景俊、盛崇文,《地基处理手册》,中国建筑工业出版社,1989
- 5 林宗元主编,《岩土工程治理手册》,辽宁科学技术出版社,1993
- 6 李幅华,张天明等,《应用基础与科学学报》,国家国际人才交流与开发研究会,1995. VOL 3. NO 2.
- 7 沈慧新,徐泽平,《务坪水库粘土心墙堆石坝坝体及软弱地基混凝土防渗墙的应力变形分析》,水利水电科学研究院,岩土(94)22,1994

## 边坡支护失效引起的工程事故及处理<sup>\*</sup>

钱少康

(开封市建筑设计院 475002)

开封市五一时装公司营业厅由于南邻新建佛达商厦基坑开挖,边坡支护失效,引起地基滑移,房屋开裂。事故及纠纷处理历时两年。随着高层建筑及地下工程的日渐增多,边坡支护已引起工程界的高度重视。该工程事故也是边坡支护重要性之一例证,今总结经验教训,以示同行。

### 工程概况

五一时装公司营业厅位于市中心繁华的马道街东侧,营业厅为单层内框架结构,结构平面见图1。内框架跨度8m,纵向柱距7m,柱顶有横向主梁及纵向次梁拉结。预制装配屋面板上设有40mm厚的钢筋混凝土整浇层。内框架外侧辅跨外纵墙由屋面板拉结。墙下为刚性条形基础,柱下为钢筋混凝土独立基础。94年紧邻其南墙新建五层(地下室一层)佛达商厦,两建筑物间净距3.88m。佛达商厦基坑深5.6m,设计护坡桩为双排粉喷桩(见图2),桩长9m,桩径0.5m,桩之间双向搭接0.1m,桩端埋深10.6m,外排桩顶深3.6m,内排桩顶深1.6m。基坑边与营业厅墙净距最小处2.82m,基坑四周设埋深8.0m轻型井点降水,共5组。

### 工程地质

据佛达商厦工程地质勘察报告,地基土层分布见下表:

层序	土名	层厚(m)	含水量 w(%)	液性指数 $I_L$	孔隙比 $e$	地基承载力 $f_k$ (kPa)
1	杂填土	2.0~5.1	30.8	0.30	0.903	85
2	粉质粘土	0.9~5.0	31.3~40.8	0.93~1.15	0.883~1.129	85
3	杂填土	3.0~6.7	31.6~40.4	1.21~1.58	0.925~1.114	85
4	粉土~粉质粘土	1.0~4.0	17.6~36.8	0.85~0.92	0.545~1.04	100
5	粉土	6.0~7.6	20	0.29	0.563	140
6	粉细砂	未揭穿	20.6~22.7	密实、饱和	0.62	160

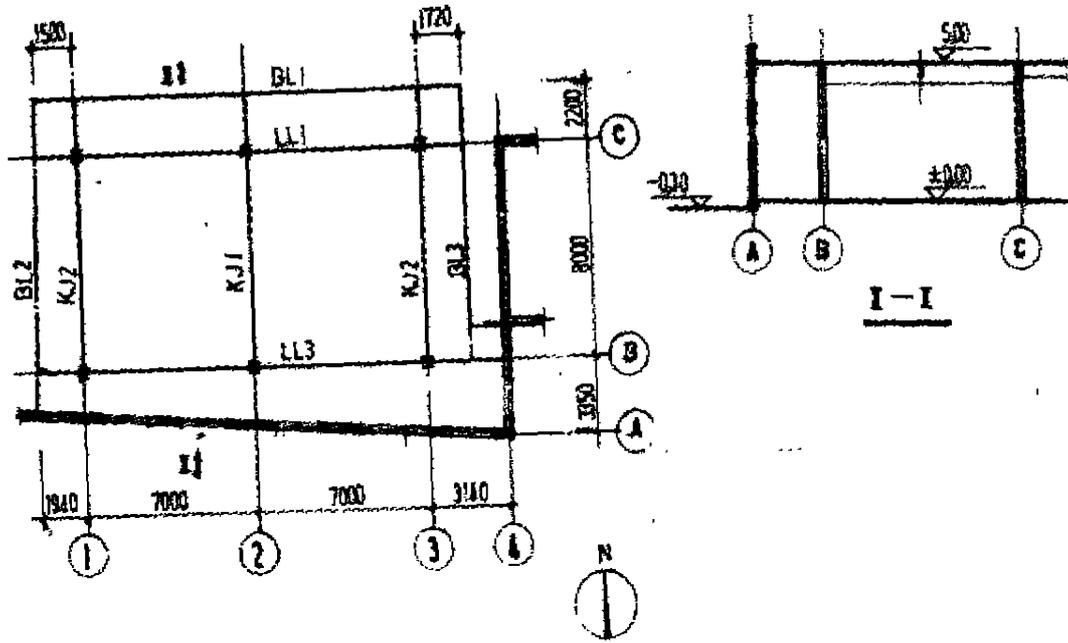


图1 营业厅结构平面图

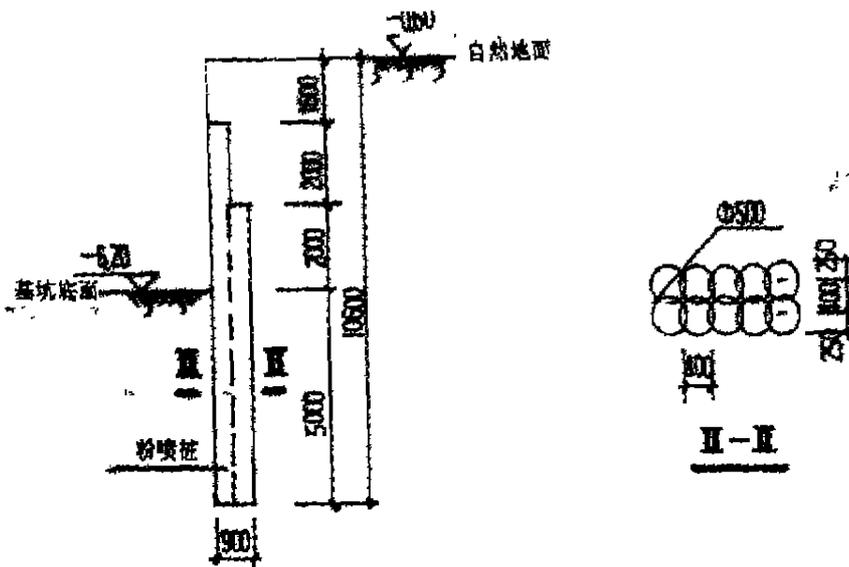


图2 护坡桩剖面图

### 事故及损坏情况

94年3月7日靠五一公司营业厅南侧佛达商厦开挖基坑,14日晚粉喷桩剪断,基坑支护失效,营业厅开始出现裂缝,不均匀沉降,以至围墙倒塌,大厅外墙基础外露及上下水管剪断等一系列事故。4月1日由于工程事故的迅速发展,市主管局召开了紧急抢险会议,立即实施了工程抢险。

事故发生的原因和责任都很明确,但由于五一时装公司和佛达商厦对赔偿金额的意见相差悬殊,因而诉诸法院。受法院委托,省建筑学会、省建筑工程质量检测中心分别于94年

10月和95年11月到现场进行了技术鉴定。并邀请浙江大学土木系同时进行技术鉴定。浙大曾国熙等四位教授于96年1月赴现场进行踏勘、检测。其时营业厅损坏情况如下:

1. 南端A轴墙体外倾,严重断裂,东南角转角处墙体断裂缝宽120mm~150mm,③~④轴间窗间墙最大水平裂缝宽达60mm,②~③轴间最大裂缝宽40mm,①~②轴间最大裂缝宽18mm。

2. A~B轴辅跨地面在东端部位地面裂缝宽18mm,B~C轴中部地面裂缝长约20m,宽约8mm,另有向东南角倾斜的斜向地面裂缝。

3. B轴纵向梁拉裂,裂缝形态为拉弯裂缝,②~③轴间裂缝宽度0.24~0.45mm,裂缝高度360~410mm,宽度方向贯通(见图3)裂缝间距390~700mm:

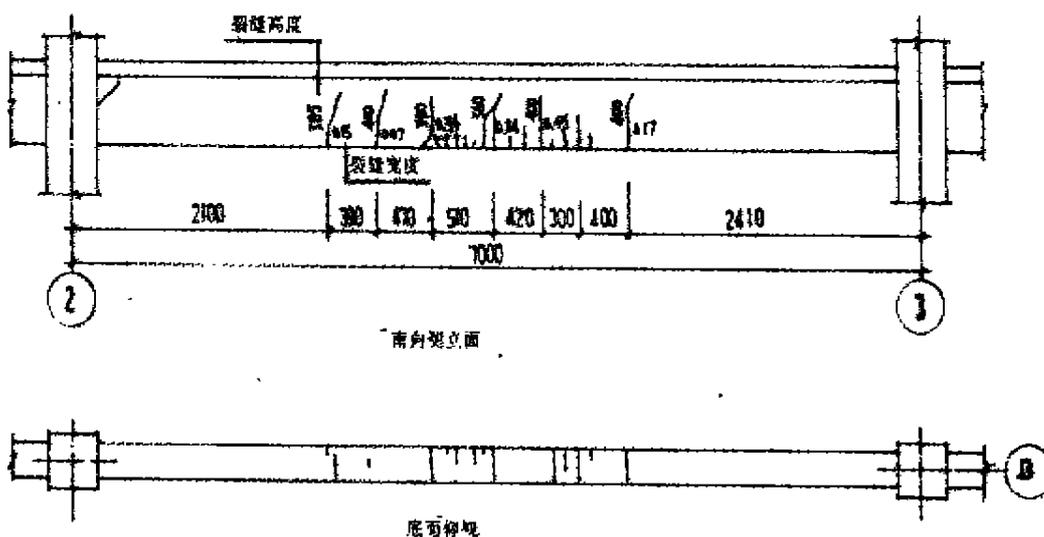


图3 B轴纵向梁裂缝实测图

4. 在B轴附近和BC跨中部屋面产生二条通长的纵向裂缝,A~B跨屋面板明显外倾,屋面整浇层通长折裂,已经多次补漏。

5. 与建筑物连接的各种管线断裂。

## 原因分析

经综合分析认为,事故主要原因为基坑支护结构失效和井点降水,二者所引起的后果是分不开的。

1. 基坑支护结构失效:

边坡支护设计不当。

按《建筑地基处理技术规范》(JGJ78-91)第9.2.6条“深层搅拌壁状处理用于地下临时挡土结构时,可按重力式挡土墙设计”,验算如下:

a. 挡土墙的抗滑移按粉喷桩抗剪承载力来计算。

挖土卸载1.6m,土体高度  $H=4\text{m}$

$\varphi=25^\circ$ ,主动土压力系数  $K=0.406$

主动土压力:  $E = 1/2 K r H^2 = 1/2 \times 0.406 \times 18.0 \times 4^2 = 58.46 \text{ kN/m}$  (土重度  $r = 18.0 \text{ kN/m}^3$ )

每米粉喷桩截面积(除去搭接 0.1m 重叠部分)

$$A = 828250 \text{ mm}^2$$

粉喷桩抗剪设计强度取  $f_s = 0.09 \text{ N/mm}^2$

水泥土抗剪强度尚无规范可查,据文献(1)提供的数据,水泥掺合比为 15% 的水泥土 90d 龄期抗压强度与 M2.5 砂浆强度接近,此处  $f_s$  取与 M2 砂浆砖砌体抗剪强度相同值。

$$[V] = A f_s = 828250 \times 0.09 = 74.54 \times 10^3 \text{ N}$$

$$K_s = [V]/E = 1.275 \approx 1.3 \text{ 基本满足要求}$$

b. 挡土墙抗倾复

$$\text{倾复力矩 } M_1 = E \cdot H/3 = 58.46 \times 4/3 = 77.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{抗倾复力矩 } M_2 = 0.828 \times 2 \times 19.0 \times 0.45 + 0.44 \times 2 \times 19.0 \times 0.25 = 18.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_2 < M_1$ , 抗倾复安全度远远不够。

粉喷桩不配筋,其抗弯承载力很小。而以粉喷桩的自重来抵抗土压力的倾复作用显然是不能满足要求的。加之施工时未按设计要求挖土卸载,粉喷桩存在夹泥现象,桩打完到开挖基坑养护期太短,强度不足,这就更加剧粉喷桩的剪断。

随着粉喷桩的剪断,局部倾斜、倒塌,围墙后土体向基坑内滑移,致使营业厅基土滑动。这是由于支护结构的倾复与位移破坏了地基中原来保持稳定的应力状态,减少了土体的侧向土压力;土体的水平位移,引起了房屋的竖向位移。在垂直于基坑方向,该位移与沉降随着离开基坑边距离的增大而逐渐减小,所以引起的沉降是不均匀的。从而导致营业厅 B 轴纵向梁拉裂,地面折裂,管线拉断等。

2. 井点降水:施工中用两排粉喷桩作基坑围护,但它未起到止水作用,由此,井点降水将使地下水位的降低在地基中形成漏斗状,地下水下降区段会引起地基土的固结,从而引起地基的不均匀沉降。又由于地基土的渗透系数较大,从而在短时间内使地基出现显著的不均匀沉降。

## 加固处理

1. A 轴墙体外倾,裂缝严重,呈破坏状态,拆掉重建。A ~ B 轴跨原预制屋面板拆除改作现浇钢筋混凝土板并和纵向梁可靠拉结,以增加房屋整体刚度,其余屋面板保留不动。

2. B 轴纵向梁由于不均匀沉降产生拉弯裂缝说明钢筋应力超过允许程度,应增加配筋。采取凿去梁底钢筋混凝土保护层,加大梁高度(100mm),加设纵向钢筋办法解决。新浇混凝土用 C25,内掺 UEA 膨胀剂(见图 4)。

新增配筋按地基不均匀沉降在梁中产生的拉弯裂缝,其附加应力由新增钢筋负担来计算。

$$\text{平均裂缝宽度 } W = 0.34 \text{ mm,}$$

$$\text{平均裂缝间距 } L = 500 \text{ mm,}$$

$$\bar{\epsilon} = \frac{W}{0.85L} = \frac{0.34}{0.85 \times 500} = 0.8 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \bar{\epsilon} = 2 \times 10^5 \times 0.8 \times 10^{-3} = 160 \text{ N/mm}^2$$

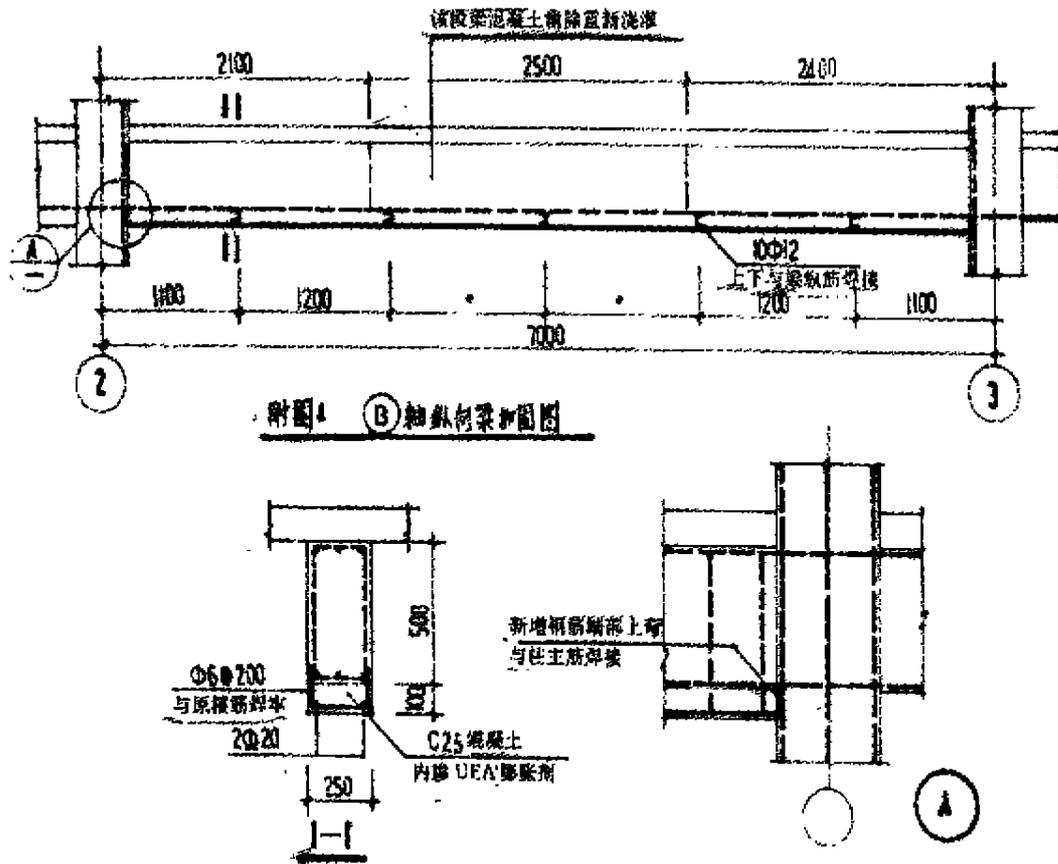


图4 B轴纵向梁加固图

$$\Delta A_s = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{f_y} = \frac{160 \times 1140}{310} = 588.4 \text{mm}^2$$

原配筋 3Φ22,  $A_s = 1140 \text{mm}^2$

新增纵向钢筋 2Φ20 ( $628 \text{mm}^2$ , II级钢筋)

①~②跨裂缝宽度较小,新增纵向钢筋取 2Φ18。

②~③跨跨中 1/3 区段裂缝宽度超出规范允许范围,裂缝高度达 0.8h (h 为梁高),且为贯通裂缝,所以该区段将混凝土凿除与梁底新增高度混凝土同时浇筑。

### 3. 柱基础加固处理

到 96 年 6 月,南侧商厦已完工一年,营业厅沉降已稳定,且 C 轴柱基原来就未受影响,所以 B 轴柱基处理沿①、②、③轴线加设基础梁,与 C 轴柱基拉结,基础梁下作刚性条形基础。

## 边坡支护修改方案

修改方案见图 5。在与双排桩净距 1.4m 处再加一排桩,桩之间搭接 0.1m。将粉喷桩和桩间土的复合体视为一总宽度为 2.8m 的挡土墙,共同承担墙前的土压力。

a. 挡土墙的抗滑移由粉喷桩的抗剪承载力及桩间土下的摩擦力来承担。

土体高度  $H = 5.6 \text{m}$

$$E = 1/2 \times 0.406 \times 18.0 \times 5.6^2 = 114.59 \text{kN/m}$$

$[V] + G \cdot \mu = (828250 + 439633) \times 0.09 + 1.4 \times 4.8 \times 18.0 \times 0.3 = 150.38 \times 10^3 \text{N}$  (式中摩擦系数  $\mu = 0.09$ )

$$K_t = \frac{[V] + G \cdot \mu}{E} = 1.31 > 1.3 \text{ 满足要求}$$

b. 挡土墙的抗倾复

倾复力矩  $M_1 = E \cdot H/3 = 114.59 \times 5.6/3 = 213.9 \text{kN} \cdot \text{m}$

抗倾复力矩  $M_2 = (2.8 - 0.072) \times 4.8 \times 18.5 \times 1.40 = 339.14 \text{kN} \cdot \text{m}$

(桩土复合体平均重度  $r = 18.5 \text{kN/m}^3$ )。

$K_t = M_2/M_1 = 1.585 > 1.5$  满足要求。

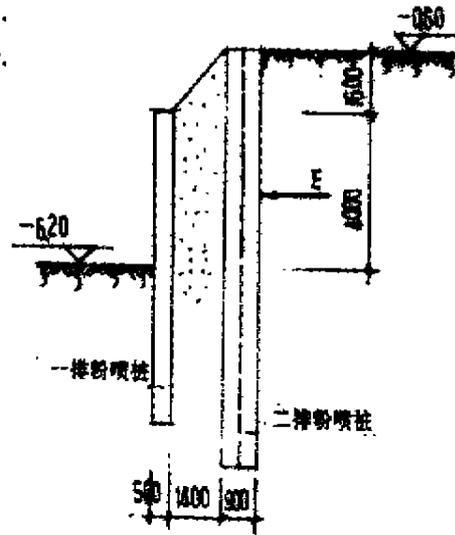


图5 护坡桩修改方案

#### 参考文献

- 1 龚晓南《复合地基》1992, 浙江大学出版社
- 2 《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91
- 3 浙江大学土木系“开封五一时装公司房屋安全鉴定报告”

# 杭州市城市抗震设防建筑 场地类别图编制简介

王英葆

(杭州市勘察测绘院 杭州 310012)

## 前言

杭州属下扬子——南黄海地震带南端。历史上曾发生过震级 $\geq 4$ 级的地震3次。公元929年发生过5级地震、震中烈度7°;1521年浦沿发生过4级地震。1856年1月富阳发生过4.7级地震。近代,杭州地区微震活动频度较高。

1991年12月建设部颁布的《全国抗震防灾十年规划和八五计划》中把杭州列为全国78个重点抗震城市之一。提出对所有的工程建设(筑)必须按规定进行抗震设防。建筑场地类别又是城市建设、规划、工程抗震设计中不可缺少的一个基础资料,它主要由场地土类型与场地覆盖层厚度两项参数确定。以往杭州市在这方面没有系统完整的基础资料。因此每个工程都需单独用土层剪切波速来判别场地土类型,依据深孔勘察了解覆盖层厚度,既费时、又费钱。为方便工程抗震设计需求,由市抗震办牵头,会同杭州市勘察测绘院、浙江大学土木系于1993年底共同完成了《杭州市城市砂土地震液化及场地稳定性调研和编图》课题项目。作者在其中完成了主要的编图业务和城市砂土地震液化、场地稳定性等调研工作。

## 《杭州市城市抗震设防建筑场地类别图》编制简介

### (一)编图范围与精度

1. 编图范围。以城区为中心,兼顾杭州经济技术开发区等。其范围东至下沙,西至留下荆山岭,北至勾庄、半山,南至浦沿、肖山市,即东经 $120^{\circ}01.7' - 120^{\circ}23.8'$ ,北纬 $30^{\circ}09.5' - 30^{\circ}23'$ 。总面积为840平方公里。详见图1

2. 编图精度。从图区内3000个单孔工程地质勘察资料中选取290个建卡和20个波速孔作为编图基础资料。资料点分布:市区内每平方公里3个,郊区每平方公里2个,按规范已满足精度要求。

### (二)地质地貌

杭州地处钱塘江下游,西南部为天目山系余脉的低山丘陵。留下——古荡、肖山以北为广阔的冲海积平原。地层构造复杂。现分述如下:

• 收稿日期:1997年3月



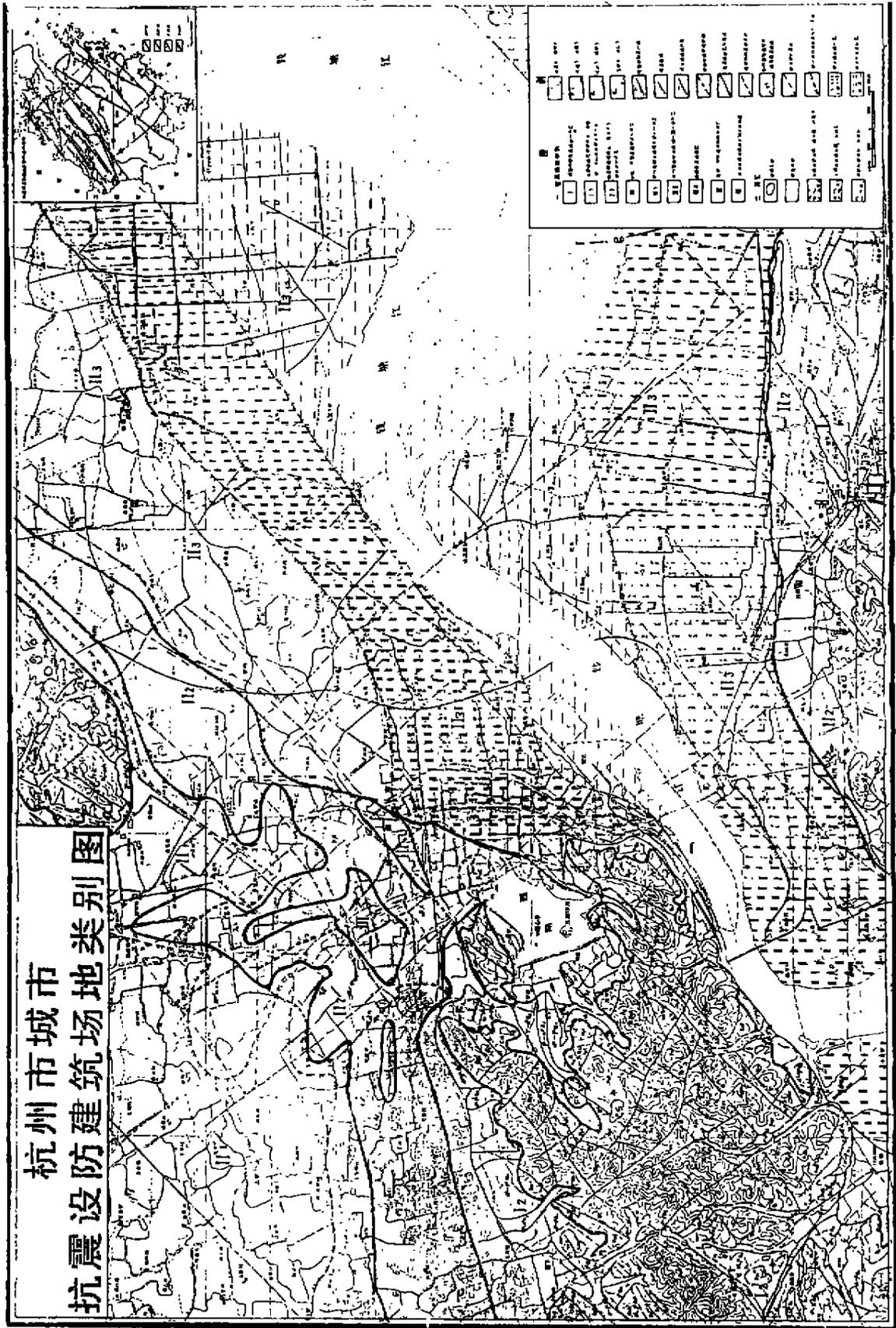


图2 注：该图的知识产权属主编单位

20m, 东部基岩埋深可达 60m, 地面高程 3-9m。详见表 2。

杭州市第四纪地质及工程地质层综合表

表 2

统	组	段	地质符号	厚度(m)	顶板标高	沉积相	工程地质层序	标准层	岩土特征
全新统	滨海组	上段	Q <sub>4</sub> <sup>3</sup>	2-20	3-7	河口湖沼	人工填土层	0	建筑、生活垃圾, 性质较差。
								1	砂质粉土、粉质粘土、粉砂、局部夹泥炭, 饱和, 稍密, 含贝壳碎屑, 铁质斑点。
	滨海组	中段	Q <sub>4</sub> <sup>2</sup>	1-3	3-1	河口	硬壳层	2	粉质粘土、粉土、灰黄色, 饱和, 稍密, 可塑-软, 含贝壳、铁锰质结核、云母片。
							第一软土层	3	淤泥质粘土、粉质粘土, 灰色流塑, 含残体, 具韵律。
	滨海组	下段	Q <sub>4</sub> <sup>1</sup>	<10	3--6.0	三角洲	第一硬土层	4	粘土、粉质粘土夹粉土, 褐黄色, 可塑, 含铁锰质, 具沉积韵律。
							第二软土层	5	淤泥质粉质粘土、粘土, 灰、灰褐色, 流塑, 含有有机质, 具气孔构造, 底部多植物残体、牡蛎层。
晚更新统	嘉善组	上段	Q <sub>3</sub> <sup>2</sup>	<10	-7~-13	陆相	第二硬土层	6	粉土、粘土与粉土互层, 局部含砾粉细砂, 褐黄色, 可塑, 含铁锰质结核, 具韵律。
				<10	-18~-22	滨海	第三软土层	7	粘土、粉质粘土, 灰褐, 软塑, 底部多植物残体、牡蛎壳层。
				17~28	-23~-32	河流			粘土、粉质粘土、砂混卵砾石, 含粘性土, 灰黄色, 饱和, 可塑-硬塑, 中密, 砾卵石, 粒径 2-30mm。
	钱塘组	下段	Q <sub>3</sub> <sup>1</sup>	17	-23	河湖	第三硬土层	8	含砂、砾、粉质粘土、中细砂、卵砾石, 褐灰色, 饱和密实, 底部含砾卵石 25-68%, 粒径 1-2cm, 呈亚圆形, 砾石成分以砂岩、燧石、凝灰岩为主。
				1~2	-32	浅海	第四软土层	9	粘土夹贝壳, 灰褐色, 软塑, 含有有机质、牡蛎壳。
				1~	-33	河流		10	砂砾石层, 湿, 含粘性土, 密实, 砾卵石占 20-50%, 粒径 10cm, 呈次圆状, 砾石成分为砂岩。
中更新统	之江组	上段	Q <sub>2</sub> <sup>2</sup>	0.3-14.0		坡洪		11	网纹红土, 含粘性土、卵砾石, 湿, 呈次棱角状, 砾石已风化。

注: 地层组命名来源于省地科所《杭州、宁波、温州三城市平原地区第四纪分层与对比》。

(三) 抗震设防建筑场地土的类别划分依据原则与方法

1. 划分依据与原则。依据国标 GBJ11-89《建筑抗震设计规范》要求, 将场地土类型(坚硬、中硬、中软、软弱)和覆盖层厚度( $d_w$ )这两项指标作为场地类别划分的基本原则。为了工程抗震设计更符合实际, 以便采取针对性的抗震措施, 又根据区内地层构造、岩性特征、地貌形态、工程地质条件、土层测试成果等综合因素, 划分场地亚类。

杭州市城市抗震设防建筑场地类别及特征表

表 3

建筑场地		分布范围	场地土类型、岩土名称和特征	场地复盖层厚度 $d_w$ (m)	土层剪切波速(地面下 15m, 土层厚度加权平均值) $U_m$ (m/s)	特征周期(s)		地基土液化势判别
类别	亚类					含填土	不含填土	
I	I <sub>1</sub>	主要分布在杭州西西北高峰、天竺山、玉皇山、五云山、葛岭、宝石山、半山、肖山东西侧冠山、西山、北干山、长山所组成的低山丘陵区。	地面高程 200-400m, 最高峰为天竺山, 海拔 412.5m。由古生代坚硬、半坚硬、软硬相间的沉积碎屑岩类、碳酸岩类和中生代火山碎屑岩类组成。风化带厚度 3-9m, 断裂、构造岩溶发育, 天然地基承载力 $f_k > 500kPa$ 。	3-9	> 500	0.15-0.30	0.10-0.20	无
	I <sub>2</sub>	主要分布于低山丘陵两侧, 古荡、留下、转塘、转塘茅家埠、玉泉、浙大各山前沟谷地带。	地面高程 < 40m, 由全新世、中上更新统残坡积、坡洪积、洪积、冲洪积砂、碎砾石含粘性土组成, 属中硬土类。地基土承载力 $f_k > 200kPa$ 。	5-9	250-500	0.25-0.50	0.20-0.40	无
II	II <sub>1</sub>	主要分布在杭城北部余杭塘河以北的三墩、祥符桥、半山西南康桥古荡、留下、转塘山前冲海积平原上。	地面高程 < 9m, 由冲海相淤泥质软土, 其下为陆相中硬粘性粘土组成。持力层顶板埋深 < 10m, 地基土承载力 $f_k > 200kPa$ 。	10-25	140-200	0.35-0.75	0.30-0.60	无
	II <sub>2</sub>	主要分布在钱塘江北岸闸口、吴山、良山门、笕桥、乔司镇以南及其南岸的长河-西兴-长山以北江南经济技术开发区冲海积平原上。	地面高程 3-8m, 由钱塘江冲积、冲海积沉积的粉(砂)土, 属中软土, $f_k = 200-130kPa$ , 其下为海相淤泥质软土 $f_k < 80kPa$ 。20-25m 以下为陆相中硬粘性土, 深部为古钱塘江河床相沉积砂砾石、卵石层组成。地基土承载力 $f_k > 200kPa$ 。	30-35	140-250	0.65-0.80	0.60-0.75	为粉(砂)土轻微液化、中等液化
III	III <sub>1</sub>	主要分布于杭城西北部, 古荡水乡旅游度假区、翠苑朝晖、晓翠、大关住宅区、武林、丁桥及肖山市长山镇长河钱塘海积平原上。	地面高程 3m, 由河口“硬壳”、“海滨相淤泥质软土组成, $f_k \leq 80kPa$ , 顶板埋深 10-30m 为 1-2m 硬壳, 陆相沉积粘性土、粉(砂)土及深部为古岩溪、古塘江河床砂、卵石泥砂组成的中硬土, 地基土承载力 $f_k > 200kPa$ 。	40-45	110-140	0.50-0.80	0.40-0.70	局部地段有粉土透镜体, 一般粘土粒含量 > 10%, 中密状态, 不液化。
	III <sub>2</sub>	仅呈三块大小不一的透镜状分布于杭城北部翠苑、大关、朝晖住宅小区一带。	地面高程 7-3m, 由河口相厚 1-2m 硬壳层, 其下为滨海相深厚淤泥质软土(30m 厚), $f_k < 80kPa$ , 以下为古岩溪河床的中密状砂砾石混泥砂组成, $f_k > 200kPa$ 。	35-45	100-140	0.70-0.90	0.65-0.75	无液化, 淘相淤泥质软土发育深厚。

## 2. 方法

(1)土的类型划分依据工程地质勘察资料中岩土定名、性状、测试成果划分坚硬土、中硬土,中软土,软弱土。

(2)场地土的类型是依据现有的土层剪切波速指标按文献[1]表3.1.2划分。部分采用综合评定,即根据地面以下15m场地覆盖层厚度范围内各土层类型估计近似的剪切波速。对中硬、中软、软弱土分别取相应的场地土平均剪切波速范围值,并按土层厚度加权平均得到近似的平均剪切波速指标,再按文献[1]查表,可将建筑场地类别划分为三大类。因杭州市场地覆盖层厚度没有>80m的,所以无Ⅳ类场地。

(3)根据地貌形态、岩土特征、工程地质条件、砂土液化程度、场地特征周期,又将建筑场地细分为6个亚类。

### (四)饱和粉(砂)土液化土层的划分与等级

#### 1. 饱和粉(砂)土液化土层的判别

(1)分析区域地震地质条件,历史地震背景震级、特征周期、场地地层、地形地貌和水文地质条件等。判别深度一般在地面下15m内。

(2)按文献[1]以标准贯入为准。按3.3.4公式计算液化指数 $I_{LE}$ ,根据液化指数区间值划分液化等级。

(3)采用一定数量的静力触探数据对饱和粉(砂)土层液化进行判别。计算程序详见文献[2]4.9.5

#### 2. 液化等级

根据液化指数按文献[1]表3.3.5,可将杭州市砂土液化分为轻微和中等液化区。其分布详见图2。

### (五)杭州市城市抗震设防建筑场地类别的划分与特征

按建筑场地类别划分原则,可将图内分为三大类六亚类,具体场地类别与特征分述如下:

#### 1. I类场地(坚硬、中硬建筑场地分布区)

(1)Ⅰ<sub>1</sub> 丘陵山地沉积碎屑岩类、碳酸岩类、火山碎屑岩类分布区。

(2)Ⅰ<sub>2</sub> 山前沟谷碎砾石含粘性土分布区。

#### 2. II类场地(中硬、中软建筑场地分布区)

(1)Ⅱ<sub>1</sub> 持力层顶板埋深<10m分布区。

(2)Ⅱ<sub>2</sub> 粉细砂层分布区。

#### 3. III类场地(中软、软弱建筑场地分布区)

(1)Ⅲ<sub>1</sub> 持力层顶板埋深10-30m分布区。

(2)Ⅲ<sub>2</sub> 持力层顶板埋深>30m分布区。

此次编图未发现场地覆盖层大于80m,所以杭州无Ⅳ类场地分布。以上各建筑场地土类别与特征,请详见表3。各场地类别界线详见图2。

## 结束语

本次编制比例尺为1:5万的《杭州市城市抗震设防建筑场地类别图》,首次较全面系统地概括了杭州市建筑场地类别,并按编制原则把建筑场地类别划分为三大类六个亚类。他

给杭州市抗震防灾规划工作提供了重要的基础资料。为抗震设防、工程建设管理提供了宏观决策,并为杭州城市规划用地、布置工程建设项目、场地选址、工程抗震设计中建筑场地类别的确定,以及对已有建筑抗震加固等都提供了充分的科学依据。该图件已在杭州市的几十个设计单位中得到应用。

本文承蒙杭州市抗震办钱国桢高工,杭州市勘察测绘院寇秉厚高工、省地矿研究所蔡祖仁高工的指导与帮助,在此一并表示衷心感谢。

#### 参考文献

- 1 建筑抗震设计规范 GBJ11-89,中国建筑工业出版社,1990
- 2 岩土工程勘察规范 GB50021-94,中国建筑工业出版社 1995
- 3 中华人民共和国城市地质综合调查报告(杭州,临浦幅)1/5万 浙江省地质矿产局,1987
- 4 寇秉厚等,浅析杭州平原地区第四纪地质沉积特征及工程地质层的划分,浙江建筑,1991

---

## 中国土木工程学会土力学及基础工程学会 地基处理学术委员会在杭州举办 地基处理技术及基坑工程围护设计学习班 通 知

为了普及、交流地基处理新技术、基坑工程围护设计,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定于97年10月19日至27日(19日报到)在杭州紫云饭店(杭州市杭大路)举办地基处理技术及基坑围护设计学习班,欢迎金秋十月、丹桂飘香佳季来西子湖畔学习。现将有关事项通知如下:

1. 时间 10月19日报到,20日至27日学习。
2. 地点 杭州市西湖区杭大路紫云饭店,黄龙饭店后面。28路公交车杭大路下车。
3. 教材及参考书

地基处理新技术,龚晓南著,陕西科学技术出版社,1997。

复合地基理论与实践,主编龚晓南,浙江大学出版社,1996。

其他自编讲义。

4. 学费

学费 780元(包括资料费 120元)

5. 住宿标准 二人间 90元/日·床,三人间 60元/日·床,食宿费自理

6. 欲来学习者请将回执寄回浙江大学土木系欧阳晶泓(310027),并寄定金 100元,报到时退回。也可将学习费用通过银行汇杭州农业银行浙大分社,70620113303974,中国地基处理学会

## PDA 高应变桩基检测的一些体会

王柏生 陈龙珠 余新平

(浙江大学土木系 杭州 310027) (诸暨市工程质量监督站)

[摘要] 本文是笔者关于 PDA 高应变桩基检测两年多来的一些经验总结。文中主要介绍了笔者在 PDA 测试的准备工作,桩身完整性检测和单桩极限承载力确定等方面的一些体会。

### 前言

高应变(大应变)动力试桩法是目前国内外广泛应用的一种桩基检测技术,该方法不仅能较为准确地判定桩身质量,而且还能用来检测桩基的承载力,结果比较可靠。不同于低应变法,高应变法是通过在桩顶施以足够大能量的冲击,使桩身产生高应变应力波,进而使桩身与桩周土间产生足够大的位移(超过土的极限弹性位移),从而激发出桩周土的极限侧摩阻力,以达到确定单桩极限承载力的目的。

由美国 PDI 公司生产的 PDA 是目前国际上最有影响的高应变桩基检测仪器之一,我们是在 1993 年引进 PDA 的,至今已在浙江、安徽、上海等地测试了 200 余根不同类型的桩,并积累了一些经验。本文将介绍我们对 PDA 高应变桩基检测的一些体会。

### 关于 PDA 高应变试桩的准备工作

保证采集正确的力、速度时程曲线,是高应变桩基检测的关键。如果时程曲线不正确,即使锤击能量再充分,再好的分析软件,水平再高的分析人员,也得不出可靠的分析结果,也即是所谓的“垃圾进、垃圾出”。因此,在准备工作中,除了要考虑人员、仪器等的安全以外,还应考虑到保证采集正确时程曲线的问题。我们的体会是,以下几点要注意:

1. 在测试前应检查传感器,保证其能正常工作。
2. 传感器安装必须平整、牢固,对预制桩这容易做到;对于灌注桩,应尽量用高标号混凝土接桩,若条件限制时,应尽量选择强度较高处,并使其尽量平整,可用磨光机磨平。
3. 进行数据采集前,必须做传感器自校,这一步绝对不能省,若有异常,应查出原因,想办法排除,必要时应重新定位置、安装传感器,直至正常。
4. 落锤与桩轴的偏心应减小到最小。

### 用 PDA 检测桩基完整性

在桩长远大于桩位的情况下,可以近似地认为桩是一维的弹性杆件。进行高应变检测时,在冲击下产生的应力波以平均波速  $C$  沿桩身传播,传播过程中,因桩身截面的波阻抗变

化,而使应力波将产生反射和透射,其力波  $F$  与速度波  $V$  将满足如下关系:

$$\begin{cases} F_r = -\frac{1-\beta}{1+\beta}F_i \\ V_r = \frac{1-\beta}{1+\beta}V_i \end{cases} \quad (1)$$

其中:  $\beta = z_2/z_1$  为截面完整系数,  $z_1, z_2$  为截面上下的波阻抗,下标  $r, i$  表示反射与入射。从(1)式不难看出:当  $\beta < 1$  即波阻抗减小(缩颈、断裂等)时,力反射波与入射波反相,速度反射波与入射波同相;当  $\beta > 1$  即波阻抗增加(如扩颈)时,力波的反射与入射同相,而速度波则反相。这些在力、速度时程曲线中都能得到反映,据此可以判断桩身完整性情况。

图1为我们在杭州某一工程实测到的典型缺损桩时程曲线,其缺损位置可由下式确定

$$L_x = \frac{C(T_r - T_l)}{2} \quad (2)$$

其中  $L_x$  为传感器到缺损位置的距离。

桩身缺陷的程度由桩身完整系数  $\beta$  来判定,PDA 将根据力、速度时程曲线自动计算  $\beta$  值。

但对于缺陷在浅部的桩,由于在 PDA 高应变测试时,反射波回到传感器的时间很短,用一般方法从力、速度时程曲线中难以确定缺陷位置,而且计算得到的  $\beta$  值也不适用于判定缺陷程度,如图2。对于此种情况,我们的经验是,采用起始点来确定缺陷位置,即以时程曲线的起始点作为  $T_l$ ,把  $T_r$  定在速度线超出力线的两线分离点上,再由(2)式计算其位置。而其缺陷程度可按速度

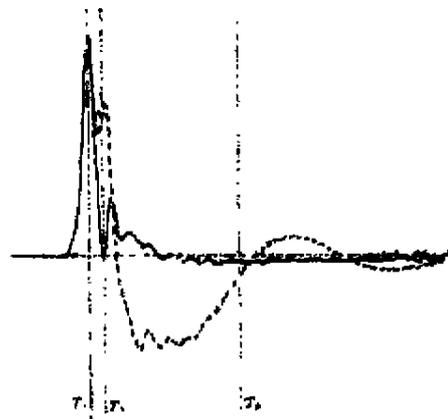


图1

线超出力线的程度来大致判定,超出越多,说明缺陷越严重。我们在安徽一工程测试的预制桩中,有两根断桩就是用此方法测出其浅部离桩顶2m左右有严重缺陷的,见图2曲线,后来在开挖时得到了证实。

下面我们来考察上述方法的理论依据。图3(a)为完整桩的冲击波时程曲线,图3(b)则为离传感器  $L_x$  处有缺陷时反射波时程曲线,图3(c)为图3(a)和图3(b)两图曲线迭加后的时程曲线(范围为从  $T_l$  到  $2T_r - T_l$  时刻),该时程曲线即为  $L_x$  处有缺陷桩在传感器处反映的时程曲线,可以看出  $T_r$  处速度线与力线分离,并超出力线;若缺陷程度越严重,则超出的应越多。

## PDA 高应变测试承载力

PDA 高应变测试单桩极限承载力有两种方法:Case 法,这是模型比较简化,还需依据经验提供桩周土阻尼系数的一种半理论、半经验的方法;CAPWAPC 方法,相对于 Case 法而言,它在理论上比较严密,也无需分析人员提供经验系数,所以得到的结果比较可靠。不管上述何种方法,要得到可信的结果,都要做到所测的速度、力时程曲线正确、锤击能量充分。由于

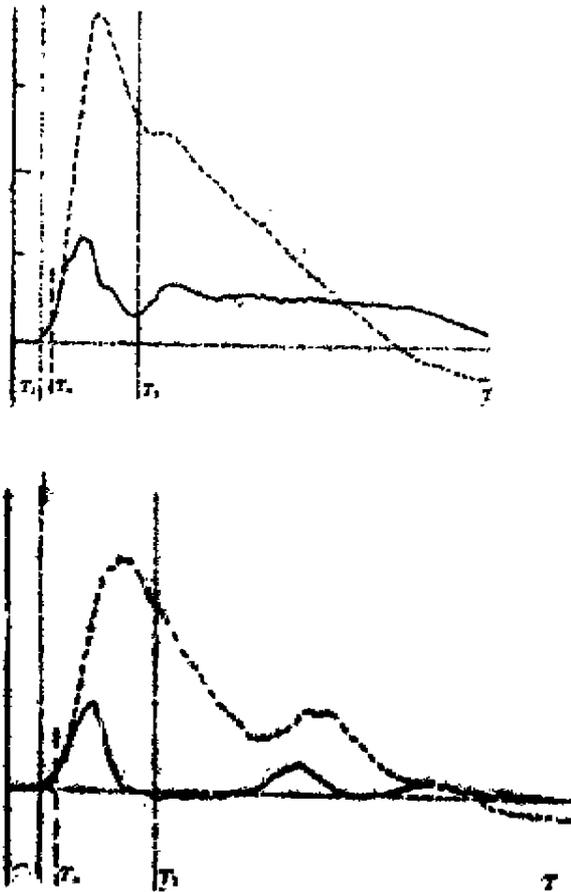


图2

工程现场的复杂性和条件的限制,所测得的曲线难免会受到一些干扰,或者有时锤击能量不够充分等,这时若直接简单地用 Case 法或 CAPWAPC 法结果来作为极限承载力,所得结论将不符合实际情况。

对此,我们有以下一些体会:

1. 在用 Case 法或 CAPWAPC 法确定承载力时,应先判断时程曲线是否异常。典型的异常情况有:①力线或速度线不归零;②力线出现尖刺,且与速度线严重分离,且非桩身截面反映所致。若发现曲线有上述某一种异常,则应用  $F_9$  或  $F_{10}$  功能键关闭  $F_1$ 、 $F_2$  或  $a_1$ 、 $a_2$  中某一曲线,以选择其正常曲线作为 Case 法或 CAPWAPC 法的分析用曲线。若两个传感器曲线均反常,则应检查传感器,并重测。因此,最好在现场就应做这一工作。

2. 确定承载力前应根据时程曲线判断锤击是否充分。一般可看冲击力最大值是否超过极限承载力估计值,也可看桩顶位移是否达到 2mm。若冲击力偏小,或桩顶位移远小于 2mm,说明还需增加冲击能量。因条件限制无法增加时,用 Case 法或 CAPWAPC 得到的结果将偏小,这时的承载力只能参考邻近桩,比较其冲击力、桩顶位移、桩底反射等情况,凭经验适当予以提高。

## 结语

1. 试验的准备工作很重要,充分细致的准备,才能保证采集到正确的时程曲线。

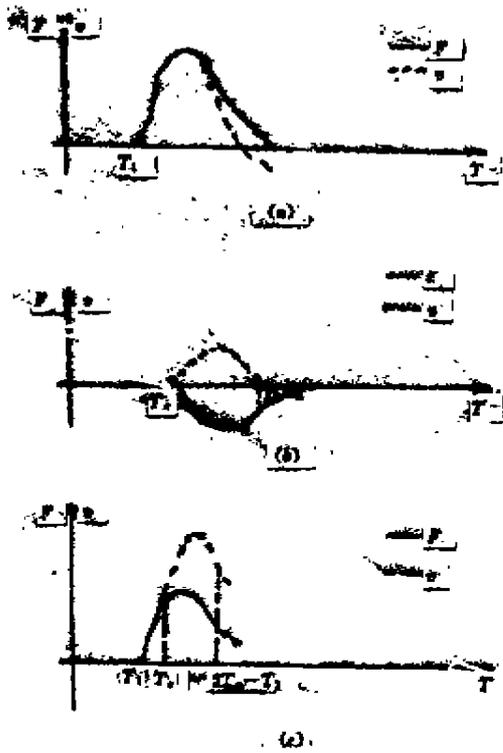


图3

2. PDA 高应变也能作桩身质量检测,对浅部缺陷桩,可用时程曲线起始点来判定缺陷位置。

3. PDA 高应变确定桩承载力时,必须用排除干扰后的时程曲线;冲击能量不够时,须凭经验适当提高承载力的推算值。

由于笔者从事 PDA 测试时间不长,本文可能会有不当之处,望能指正。



## 增强边坡稳定的抗滑桩设计(续)

Harry G. Poulos

### 应用实例:澳大利亚,纽卡斯尔市,23号州道

1990年,新南威尔士道路与交通管理局(RTA)开始修建一条绕纽卡斯尔市区的支线。该工程的一部分系建造州道(SH23)与一条交叉路(Sandgate路)之间的立体交叉。SH23位于低于自然地面4.5m的路堑内,但路堑的一些部分,需填土设置交叉斜坡和引桥桥台,因此出现总高度为8m的边坡。

如后面所述,沿着路堑进行了多个断面的稳定分析并找出了抗滑安全系数不够的地方。在这些地方设置了抗滑桩,这些桩的设计在后面章节中详述。同时其它一些可选择的加固措施也进行了考虑,包括使用立柱、土钉和建造挡土墙,但选择了抗滑桩,因为这是评价为造价最低的措施。

#### 现场条件

图4给出了由现场的两个勘察孔所揭示的地质剖面结果,未提供有关工程特性的现场测试数据。

在现场分出四个岩土层:(1)顶层土,一般厚度为0.3m;(2)高塑性粘土,较硬并可能来源于残积物,厚1.2~2m;(3)粘土岩,破裂和极度风化,但没有滑动面和早期滑移的证据,厚5.0~5.5m,(4)粉砂岩,钻孔没有穿透该层。

紧接钻孔后,地下水位为地表下2.6m,但随时间降低,可认为这是受季节变化的影响。

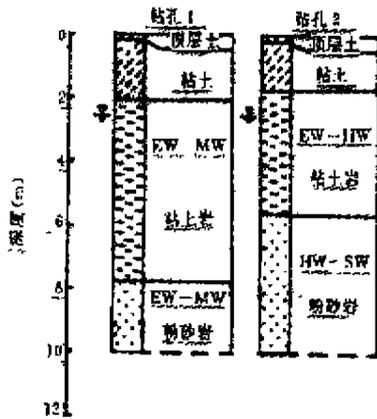
#### 稳定分析

估算边坡抗滑安全系数时采用下列假定:(1)滑动面为圆形并采用 Bishop 的简单条分法;(2)在路堑坡脚处地下水位假定为地表标高下1m,在坡顶处上升到坡高的一半;(3)超载为30kPa,作用在离坡顶1m远处,包括交通荷载的影响。

分析时采用的抗剪强度指标归纳在表1中,大多依据有限的室内试验数据,假定填充材料与开挖材料相同,不过必须经过充分压密以产生有效内聚力10kPa和有效内摩擦角25°。

沿SH23路段编号为3165和3300之间,每15m区段对边坡进行稳定分析。路堑东西两边边坡剖面均予考虑。

分析结果汇总在图5中,安全系数计算值绘成路段的函数。因为边坡破坏会给该主干道的运行带来非常严重的后果,安全系数的最小保证值选为1.5。图5表明:几乎全部西坡和相当一部分东坡所具有的安全系数小于1.5,因此需要某种形式的加固。西坡在3225路段处安全系数值最小,约为1.15,且该处路堑位于自然土体内约5m。



备注: EW = 极度风化 HW = 强风化  
MW = 中风化 SW = 微风化

图4 典型地质剖面图

表1 稳定分析采用的土体强度指标

地表下的深度(m)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	容重 ( $t/m^3$ )
填土	10	25	2.0
0~2	5	25	2.0
2~8	5	22	2.0
8~11	0	25	2.0
11以下	20	30	2.0

抗滑桩设计

根据稳定分析得出的详细结果,运用式(3)计算各个分析剖面所需的加固力。计算出的加固力按路段顺序绘在图6中。所需的最大加固力位于路堑的西边,且在3180路段处达到最大值,约为150kN/m。

运用 ERCAP 软件,对 $\varnothing 1200$  钻孔混凝土桩制定了设计图表。假定沿桩身土体的强度特性如表1所示。土的杨氏模量假定沿深度呈线性增加,地表值为5MPa,增长速率为3MPa/m。在失稳区,根据 Ito 和 Matsui (1975) 的理论解可在 ERCAP 系统中算出每根桩的极限水平压力;而在稳定区,作用在桩上的极限水平压力值为朗金被动土压力的4.5倍。假定每根桩都采用钢筋加强,相当于桩横截面积的2.5%。钢筋的屈服应力取为260MPa。

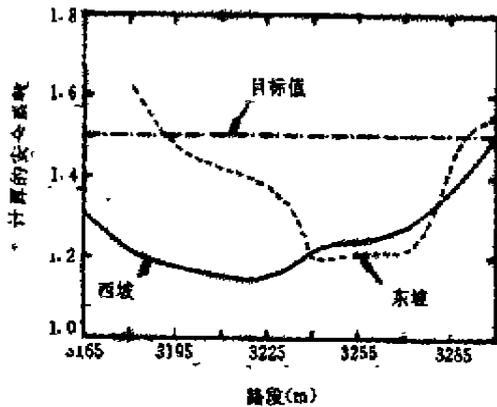


图5 各路段对应的计算安全系数

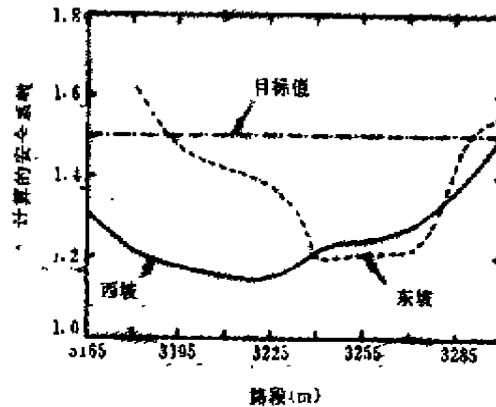


图6 各路段对应的所需加固力(对  $F_s = 1.5$ )

图7~图9分别表示桩的埋深为6、9、12m,中心距为2.4、3.0、3.6m的图表。各种情况下由桩提供的抗力按桩顶下滑动面的深度绘出。当桩长增加时,滑动面深度的影响更加显著,其中有一个最优深度,即在该深度时由桩提供的抗力最大。该最优深度通常约为0.6~0.75倍桩长,为此,土体破坏以中间模式为主。

图10汇总了新研究的三种桩长和3.6m桩距情况下桩抗力计算值与滑动面深度之间的

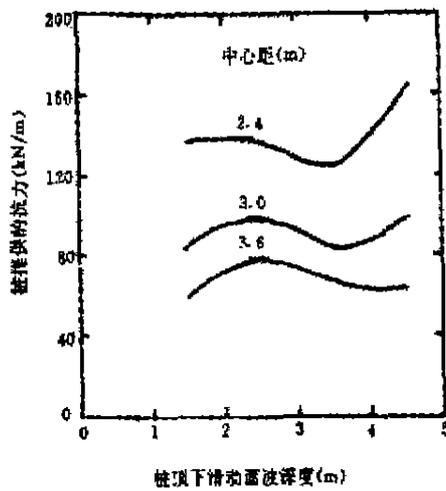


图7 直径1.2m、6m的钻孔桩提供的抗力

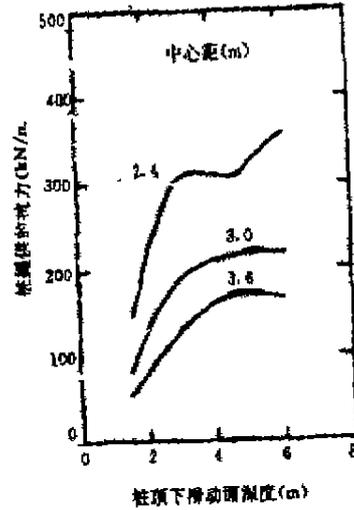


图8 直径1.2m、长9m的钻孔桩提供的抗力

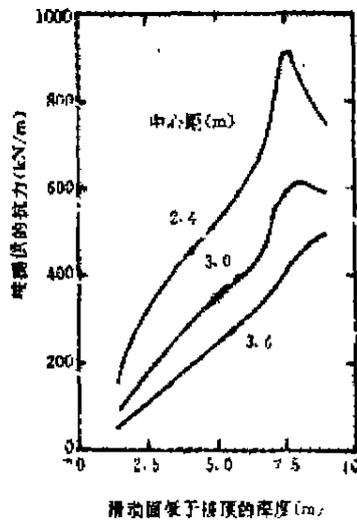


图9 直径1.2m、长12m的钻孔桩提供的抗力

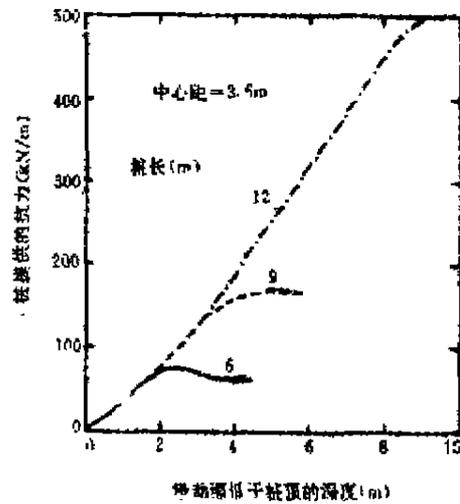


图10 桩长对间距3.6m、直径1.2m的钻孔桩提供的抗力的影响

关系。桩抗力随滑动面深度的增加而增大,直到最优深度。对于较浅的滑动深度,桩抗力与桩长无关,系因主要机理是土体穿过桩排的“流通”(Flow-through)。但对于较大的滑动深度,桩提供的抗力随桩长加长而明显增长。

图11 汇总了桩间距对桩抗力的主要影响,正如预计的,减小间距可明显提高桩抗力。

图12 表示了在给定的桩距下桩径对桩抗力影响的一个例子。通常,直径1.2m的桩提供的抗力约为直径0.9m桩的两倍左右。直径1.2m的桩,在0.9m直径的桩不能提供足够的抗力和直径1.5m桩引起的高造价之间,似是一个合理的折衷方案。因而抗滑桩加固方案是在采用直径1.2m的桩的基础上制定的。

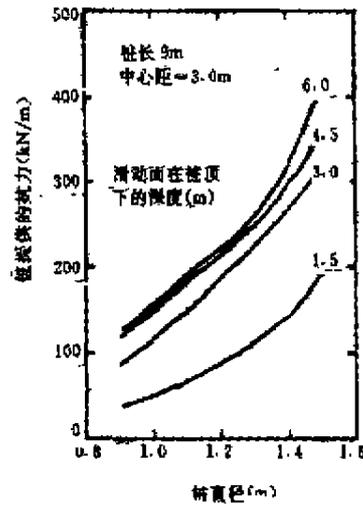
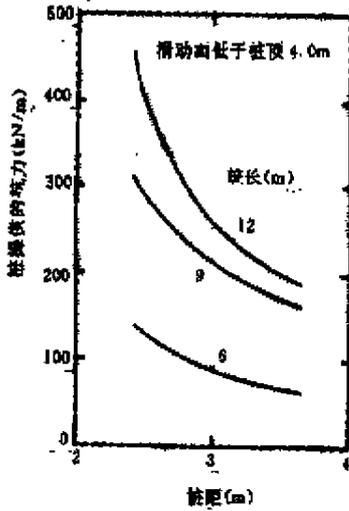


图 11 桩间距对单排直径 1.2m 的钻孔桩提供的抗力的影响

图 12 桩长对单排直径 1.2m 的钻孔桩提供的抗力的影响

抗滑桩加固方案

根据设计图 7~12 以及图 6 表示的加固所需的桩抗力,制定了一套抗滑桩加固方案。在评定抗滑桩的需要时,考虑了下列因素:(1)桩必须具备一定的桩长和间距,以便能提供临界圆弧的安全系数至少为 1.5 时所需的抗力(图 6 表示);(2)还要验算其它可能的破坏面,

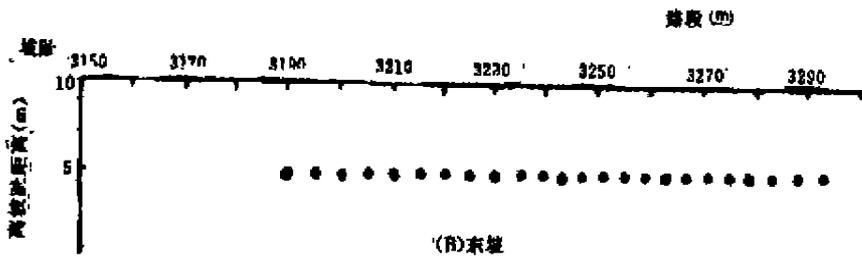
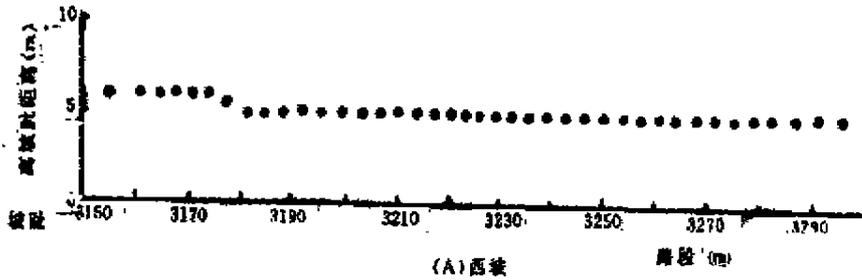


图 13 采用钻孔桩加固边坡的设计方案

备注:○代表直径 1.2m 的钻孔桩位置

以检查是否有更为危险的滑面存在于桩尖附近或下方,亦即,检查桩尖附近或下方是否存在危险破坏面仍具有小于 1.5 的安全系数。如果存在这种情况,则应据以增加桩长;(3)为了达到最佳效果,在土体中,桩的水平位置应靠近临界(危险)破坏面的最低处,通常我们发现





## 浅议垫层设置对复合地基的意义

陈善雄

(中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉 430071)

褥垫技术是在 CFG 桩复合地基成套技术中提出的,褥垫层是 CFG 桩复合地基的一个重要组成部分。CFG 桩复合地基中由粒状材料组成的散体垫层的设置有利于桩、土共同承担荷载、减少基础底面应力集中、调整桩、土荷载分担和减少桩顶水平应力集中,同时,还可以使桩的最大轴力由桩顶往下移。褥垫层的设置对 CFG 桩复合地基的安全作用具有重要意义。

目前,诸如石灰桩、水泥土桩一类的柔性桩复合地基很少论及垫层问题,事实上,柔性桩复合地基可以借鉴 CFG 桩复合地基的做法,在加固区上设置垫层以改善复合地基的工作状态,提高复合地基的承载性能,调整地基变形。

在上部荷载作用下,因桩的刚度和承载力分别高于桩间土的刚度和承载力,因而会出现桩顶相对刺入垫层的情形,随着桩的相对向上刺入,桩顶上的垫层材料在受压缩的同时,会向周围流动,直至垫层材料达到力平衡。正是由于桩向垫层的刺入及垫层向桩间土范围内的流动补偿作用,能够减少桩和桩间土的相对变形量,延缓塑性区的开展。垫层的设置使桩、土的应力发生再分配,从而提高复合地基的承载性能,调整地基变形。

通过合理设置垫层,可以使桩土应力分担比在设计荷载下达到最佳应力分担比  $n_k$  ( $n_k$  可以这样定义:  $n_k = f_{pk}/f_{sk}$ ,  $f_{pk}$ ,  $f_{sk}$  分别为桩、土的容许承载力),此时,桩、土承载力同时得到发挥。

垫层的设置可以有效避免一些不利情况的发生,如:桩贯穿软土层进入相对硬层、且桩长短于其有效桩长时,桩身应力易过于集中而致桩身发生鼓胀破坏,或,深厚软土中桩因承担荷载过大,而桩周摩擦力偏小,而致桩端产生高应力区,甚至发生刺入破坏。

垫层的设置可以避免因土体固结和蠕变而引起的不利影响。对于象水泥土桩、石灰桩等桩体强度低、不设垫层的柔性桩复合地基而言,在荷载作用的初期,桩与桩间土一般均可共同承担荷载,但随着土体固结和蠕变的产生,桩间土所承担的荷载减少甚至桩间土与基础底面脱空,不再承担荷载,特别是当桩体贯穿软土层进入不可压缩层时这种情况将更突出,此时,“复合地基”将转变为“桩基”,危害工程的安全。设置垫层将可避免上述情况的发生。

垫层作用使桩身最大轴力下移对柔性桩的承载力发展有利。试验表明,柔性桩(如石灰

桩)的强度随围压增大而增大。随着深度的增加,桩周土的围护作用增加,桩身强度亦相应有所增大,这一点与桩身最大应力下移相适应,有利于复合地基承载力的提高。

垫层的作用对柔性桩复合地基具有普遍意义,只要运用得当可取得意想不到的效果,当然垫层设计应根据地基土的承载力及桩的刚度综合考虑,选择合适的材料,确定合适的厚度。

## 《地基处理》征稿简则

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会与浙江大学土木工程学系联合主办。编委会挂靠浙江大学土木工程学系。

### (一)主要内容

《地基处理》为季刊,主要内容为建筑、水利、交通、铁道等土木工程软弱不良地基处理技术,和工程补救技术,以及有关理论、试验研究、计算技术和勘测、测试、监护方法等方面的学术论文、研究报告、工程实录、经验总结、技术发展现状综述、规范编制内容介绍及探讨等,及这些方面的译文、文摘、讨论以及动态信息。本刊读者对象主要为与地基处理工作有关的设计、施工、勘测、教学、科研工作者及大专院校师生等。

### (二)稿件要求

1. 来稿务求真实、精简。为了审稿及排印方便,字迹需清晰,并用正式公布的简体字。用16开400字稿纸,一式两份。可用复制件,不接收油印稿。译稿并需附原件或其复制件。来稿文责自负。请勿一稿两投。

2. 文章篇幅以6000字为限(专稿不限),文前提要以300字为限,一题一议、文摘、讨论等短文以3000字为限(包括图幅、表格、附录及参考文献)。

3. 计量单位使用法定计量单位制(SI制)。

4. 外国人名、地名,可采用原文,如用中文音译,在第一次出现时,用圆括号注出原文。

5. 专业名词和符号应采用已发布的。如土工名词建议采用有关国家标准,《土力学及基础工程名词》,中国建筑工业出版社(1983),和《土力学及基础工程实用名词词典》浙江大学出版社(1993)。符号应用印刷体(或打字),并应区分文种、字体、大小写、和上下角标等,用铅笔附注。

6. 插图务需用黑墨水绘制于描图纸上,不注字,另附,不要折叠。另复制注字后,插入原文内,并注出图号,图名。大小不超过32开为宜。照片需附黑白照片(底片“介绍”插图尽可能附黑白底片,以保证版面清晰)。

7. 参考文献:应限于本文明确引用,公开发表或有案可查者。文献全部列于文后,按文内出现的先后次序编号,并在文内右上角用[ ]注明序号,文献应写明下列各项:

期刊:作者(年份)、文题、刊名、卷期、页号。

书籍:作者、(年份)、书名、译者、版次、页号、出版单位、地点。

8. 来稿请署真实姓名、工作单位、详细地址、邮政编码、电话号码。

9. 本刊在收到稿件后,即复函仅示稿件已收到,本刊对来稿可能有所删节或修改,有时经审核后提出意见,请作者考虑并修改,修改稿务请从速返寄。来稿一经发表,即按规定支付稿费,并赠当期刊物二册。(如作者超过三人时,则每人一册)。来稿不退请留底稿。

10. 来稿请寄浙江、杭州、浙江大学土木工程系《地基处理》编辑部,邮政编码310027。

附注:如作者有教学或讲授需要,请预先通知,可代为增印单行本。

《地基处理》编辑部



# 重力式水泥桩挡墙的抗倾覆稳定性计算

阳吉宝

(上海市民防地基勘察院 上海 200232)

目前,重力式水泥桩挡墙的抗倾覆稳定性计算按图 1 所示的模型,计算公式为式(1)。在计算过程中大家都会发现,墙体的抗倾覆安全系数随墙体的插入深度增大而减小。这显然与客观事实相悖。为什么会出现如此的计算结果,笔者想在这里提出几点不太成熟的看法,希望对改进现有的计算方法能起到抛砖引玉的作用。

$$K = \frac{G \times B/2 + E_p \times L_1}{E_a \times L_2} \quad (1)$$

- 式中  $K$ ——抗倾覆安全系数;  
 $G$ ——墙体自重;  
 $B$ ——墙体宽度;  
 $E_p$ ——被动土压力;  
 $E_a$ ——主动土压力;  
 $L_1$ ——被动土压力力臂;  
 $L_2$ ——主动土压力力臂。

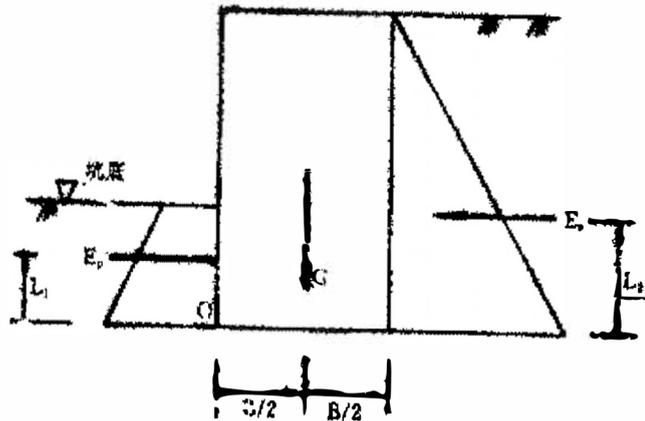


图 1 现在墙体抗倾覆计算模型

事实上,重力式水泥挡墙的抗倾覆安全系数应随墙体的插入深度增大而增大,并有个极限值。为此,笔者认为式(1)的不合理性源自于:

1. 未考虑地基的承载力大小;
2. 未考虑墙体的侧向摩擦力。

若考虑地基承载力的大小,则墙体自重的抗倾覆安全系数应按图 2 计算。图 2 中,随地基承载力的增大,  $x$ (自重力臂)逐渐增大,直至  $x = B/2$ , 墙体倾覆转动由图 1 中的绕  $O$  点变为图 2 中的绕  $M$  点。由此可见,在地基土层的强度随深度增大的情况下,插入深度的增大会使墙体自重的抗倾覆力矩增大。

若考虑墙体侧向摩阻力,则图 2 中的  $F_1$  与  $F_2$  为侧向摩阻力。随着墙体插入深度的增

大,  $F_2$  的抗倾覆力矩也随之增大; 而  $F_1$  的力矩因力臂较小, 当墙体端部地基强度较大时, 可忽略不计, 因而它对墙体的抗倾覆安全系数的影响较小。综合考虑侧向摩阻力的影响, 墙体插入深度的增大, 抗倾覆安全系数增大。

另外, 墙体端部也会产生抗倾覆力矩。

由上述讨论可知, 重力式水泥桩挡土墙体的抗倾覆安全系数随墙体的插入深度增大而增大。

但必须明白, 当墙体深度达到一定值时, 抗倾覆安全系数将不变,

从而存在一个临界长度问题。本文仅作初步的定性讨论, 详细分析将另文发表。

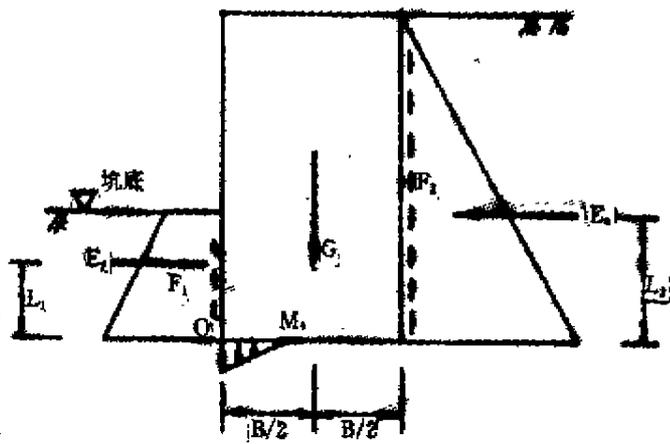


图2 改进的墙体抗倾覆计算模型