

目 次

论 文

- 柔性基础下复合地基解析分析方法现状研究..... 徐静, 俞建霖 (3)
- 大型储罐振冲碎石桩复合地基设计..... 黄志刚 (11)
- 模块式加筋土挡墙设计特点..... 王正宏, 崔亦昊 (17)
- 预应力管桩承载特性的试验与应用..... 徐至钧, 易亚东 (28)
- 倾斜危楼地基加固补强顶升纠偏实例..... 陈国政, 陈守安, 惠兴田 (34)
- 某建筑物复合地基处理工程实例分析..... 张伟璠, 朱建才, 张国光 (44)
- 高压旋喷桩在结构物基底补强中的应用..... 周海波 (48)

译 文

- 灌浆法的理论模型研究..... By: Modomi, G Croce, P. & Mongioyi, L. 张金良 译 (52)
- 现场取样的室内模拟: 理想取样与现场取样对比 (续)
- By: Marika samtagata, Joseph V. Sinfield and John T. Germ aine, 徐正中 译 (68)

柔性基础下复合地基解析分析方法现状研究*

徐静

俞建霖

(温州生态园管委会 温州 325000) (浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

郑伟

(杭州市建筑设计研究院 杭州 310006)

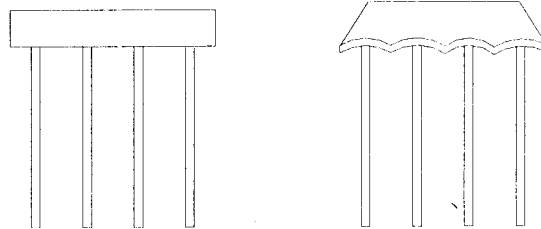
[摘要] 随着复合地基技术的广泛应用,刚性基础下复合地基性状分析已有较完善的理论和方法,而柔性基础下复合地基的理论研究相对还不成熟,且远远滞后于工程应用。本文对目前柔性基础下复合地基的解析法研究现状进行概括,并指出目前在解析法研究柔性基础下复合地基中存在的不足及需要加以改进的地方;分析了柔性基础下复合地基的荷载传递机理;并提出了综合考虑柔性基础—垫层—复合地基—下卧层土体四者共同作用的解析分析模型,可供后续开展柔性基础下复合地基解析法分析的研究人员参考使用。

[关键词] 柔性基础;复合地基;荷载传递

近年来随着高速公路的兴建,柔性基础下桩体复合地基的工作性状越来越受到学术界和工程界的重视。由于其工作性状与以往刚性基础下桩体复合地基的工作性状有着很大的差异,而工程应用的超前对柔性基础下桩体复合地基理论的发展提出了迫切的需要。

柔性基础与刚性基础下复合地基

在建筑工程中,复合地基承担的上部荷载通常通过钢筋混凝土刚性基础传递,我们称之为刚性基础下复合地基;而在路堤、堤坝以及堆场等工程中,复合地基承担的荷载是由刚度相对小得多的填土基础传递的,为简便起见,我们相应地称之为柔性基础下复合地基。现有的复合地基理论在建立的过程中采用“桩土等



(a) 刚性基础下复合地基 (b) 柔性基础下复合地基
图1 刚性与柔性基础下复合地基顶部沉降比较

* 收稿日期: 2006年6月

应变”假设,即假设基础底面处桩与桩间土的竖向变形相等,并且在复合地基内部任一水平截面上桩与桩间土的竖向位移也相等(如图1所示),因此只能适用于刚性基础下的复合地基。

另外刚性基础和柔性基础下复合地基的破坏模式也存在较大差异。复合地基的破坏模式一般可以分为桩间土先破坏和桩体先破坏二种情况,在实际工程中桩间土与桩体同时达到极限状态的概率很小的。当桩体采用粘结材料桩时,刚性基础下复合地基的破坏形式为桩体首先破坏进而引发复合地基全面破坏的可能性较大,我国《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002)中即采用此模式;而柔性基础下复合地基的破坏模式为桩间土先破坏的可能性较大。由于复合地基破坏模式上的不同,刚性基础与柔性基础下复合地基的承载力存在较大差异。

国内外解析法研究现状

目前国内外对于刚性基础下复合地基的工作性状已开展了大量的研究工作,通过采用室内实验、理论分析(包括解析方法和数值方法)和现场测试等方法对复合地基的承载力、变形、桩土应力比、荷载传递规律、垫层效应、动力特性以及可靠度等方面进行了研究,取得了丰富成果。但关于柔性基础下复合地基工作性状的研究工作较少,这方面的解析法分析则更少,现有国内外的解析法分析研究成果归纳如下:

1. 假定位移模式的解析法分析

假定位移模式的解析法分析

表 1

研究人员	假定位移模式	备注
Alamgir(1996) ^[1]	假定典型单元体的位移模式 $w_s = w_p + \alpha_c \left(\frac{r}{a} - e^{-\beta_c \left(\frac{r}{a} - 1 \right)} \right)$	提出了“单元元”的概念,获得了柔性基础下端承桩复合地基沉降计算的解析式。
杨涛(2000) ^[2]	修正的 Alamgir 典型单元体变形模式 $w_s = w_p + \alpha_c (1 - z/z_m) \left(\frac{r}{a} - e^{-\beta_c \left(\frac{r}{a} - 1 \right)} \right)$	给出了路堤荷载下复合地基加固区压缩量计算的解析式。并指出与天然地基相比,复合地基加固区的存在并不会减小下卧层的压缩量,但提高幅度非常小,计算时可不考虑加固区存在的影响。同时还提出了“中性点”的概念。
李海芳(2004) ^[3]	在杨涛的基础上提出了改进的位移分布模式 $w_s = w_p + \alpha_c w_p \left(\frac{r}{a} - e^{-\beta_c \left(\frac{r}{a} - 1 \right)} \right)$	考虑桩土相互作用,通过力学推导,利用假定的桩顶处桩侧摩阻力发挥水平系数 R ,得到了路堤荷载下复合地基桩侧摩阻力、加固区桩间土压缩量和桩土应力比的解析表达式。根据桩侧摩阻力的解析解,给出了加固区压缩量的简化算法。
刘杰(2004) ^[4] , 孙微微(2005) ^[5]	竖向位移模式采用 $w_s = w_p + \alpha_c (1 - z/z_m) \left(\frac{r}{a} - e^{-\beta_c \left(\frac{r}{a} - 1 \right)} \right),$ 径向位移模式采用: $u_r = u(c_2 r^2 + c_1 r + c_0)$	推导出了路堤荷载作用下复合地基加固区桩及桩周土压缩量计算的解析式,同时得出了桩、桩周土中竖向应力及桩侧剪应力计算的解析式。
胡庆国(2005) ^[6]	等沉面以上: $w_{s1}(z, r) = f_1(z) \ln(r/r_m)$ 等沉面以下: $w_{s2}(z, r) = f_2(z) \ln(r/r_m)$	采用弹性理论和静力平衡理论,推导出柔性基础下桩体侧摩阻力的分布公式。

2. 假定桩侧阻力分布模式的解析法分析

施建勇(2002)^[7]利用假定的桩土应力比、中性点位置和桩侧摩阻力分布模式,假设桩土界面变形协调,采用单位元法,根据Mindlin解答推导了深层搅拌桩复合地基沉降计算公式。

邱钰(2001)^[8]根据某实测桩土应力比,采用假设的桩侧摩阻力分布模式,利用Mindlin解和Boussinesq解联合求解了路堤荷载下粉喷桩复合地基的附加应力和沉降。

王欣等(2003)^[9]考虑路堤柔性荷载作用下粉喷桩桩身与土上部的位移不协调即桩顶及桩端的刺入变形采用弹性力学中的Mindlin和Boussinesq解联合求解粉喷桩复合地基内附加应力和沉降,计算结果与工程实例的实测结果吻合较好。

张忠苗等(2003)^[10]也对柔性承台下复合地基应力和沉降的计算进行了研究,也是利用Mindlin解和Boussinesq解联合求解柔性承台下复合地基的附加应力,可以得到与实际较为符合的应力分布,同时利用Vesic小孔扩张理论计算桩体刺入柔性承台的量,对分层总和法进行修正,所得沉降计算结果与实测值相近。

3. 路堤填土部分的解析法分析

刘吉福(2003)^[11]根据典型圆柱单元体假设,采用假定的桩顶刺入量,假设柱体侧面摩阻力完全发挥,通过对复合地基上部填土(即路堤)的力学分析,推导了路堤荷载下复合地基桩土应力比的求解公式。

陈仁朋(2005)^{[12][13]}在刘吉福(2003)基础上,假设桩及桩间土只发生一维压缩,建立了考虑土—桩—路堤变形和应力协调的平衡方程,分析了三者协调工作时路堤、桩、土的荷载传递特性。

M.Raithel(2005)^[14]介绍了近年来在欧洲应用得较多的土工织物袋装砂石桩复合地基在公路、铁路及水利等软基工程的应用,并讨论了复合地基承载力和变形性状的主要影响因素。

Hiroshi Miki(2004)^[15]针对悬桩和端承桩二种情况,分别提出了路堤荷载下低置换率水泥搅拌桩复合地基设计计算方法。其中对于悬桩情况,仍采用刚性基础下复合地基的复合模量法;对于端承桩情况,则根据模型试验结果提出假设的桩顶和桩间土荷载分担比例,然后再分别计算桩顶沉降和桩间土沉降。并通过数值分析和工程实践对该方法进行了对比验证。

4. 加固区部分的解析法分析

雷金波(2005)^[16]针对带桩帽刚性桩复合地基提出复合桩土应力比的概念,假设桩侧摩阻力完全发挥,采用等沉面思想,推导了能考虑层状地基和带桩帽复合地基沉降变形特征的复合桩土应力比隐式计算公式,并分析了桩体中心距、桩长、桩帽尺寸、垫层变形模量、桩间土变形模量和静止侧压力系数等因素对桩土应力比的影响。

沈伟,池跃君,宋二样(2003)^[17]提出计算刚性桩复合地基沉降的一种新方法,该方法充分考虑桩、土、垫层协同作用。通过假定桩土界面摩阻力与相对位移为理想弹塑性关系;同一水平面上的桩间土沉降相同;桩端土符合Winker地基模型,结合桩、土、垫层工作机理分析,建立了协同作用基本微分方程,进而得到了大面积群桩复合地基桩、桩间土

沉降解析解。对两个9桩复合地基的分析显示,该方法和现场实测及有限元分析吻合较好。

傅景辉,宋二祥(2000)^[18]通过分析桩—土—垫层的共同作用,讨论了刚桩复合地基的工程特性,推导出在荷载作用下,当桩端土层为文克勒地基时的桩顶荷载、土体表面荷载、桩体沉降、土体沉降、受荷后垫层厚度等的计算公式,并根据推导出的应力比公式对应力比的多种影响因素进行了探讨。

目前解析法中存在的不足

1. 研究方法上基本将复合地基与基础相脱离,未考虑整个系统上下部之间的共同作用。

事实上,柔性基础下的复合地基的受力及变形过程是柔性基础、垫层、复合地基以及桩端下卧层土体四者之间共同作用、应力与变形相互耦合的过程。

柔性基础下复合地基的荷载传递机理应当包括:基础填土的拱效应、基础的刚度效应、刚性垫层效应、桩土间差异沉降引起的荷载传递以及下卧层土体的支承作用五个部分。在分析中应当从整个系统上下部共同作用的角度出发,考虑基础填土—刚性垫层—复合地基—下卧层土体四者之间的应力及变形耦合,系统研究荷载传递五个组成部分各自的机理(详见本文后面的分析),才能准确地把握整个系统的荷载传递规律及变形特性。

现有国内研究成果大多针对系统下部—复合地基开展研究,即假设上部荷载直接作用于复合地基或垫层的表面,对复合地基桩体及桩间土的附加应力分布及变形特性开展研究;而国外学者以及刘吉福则侧重于研究系统上部—路堤填土的工作性状,未考虑路堤与垫层及复合地基的应力及变形耦合。目前全面考虑柔性基础、垫层、复合地基及下卧层土体四者间共同作用的研究成果尚未见报道。

2. 采用的桩间土竖向位移模式与实际情况不符

桩间土的竖向位移模式是柔性基础下复合地基的关键问题之一,直接关系到桩侧摩阻力的分布、桩土荷载分担比的确定以及复合地基变形特性分析。刚性基础下复合地基采用“桩土等应变”的假设是可行的;而对于柔性基础下复合地基由于桩体与桩间土位移不一致,桩土界面之间的滑移是不可避免的,这点对于刚性桩复合地基尤为突出。同时在桩土界面上由于相对滑移将产生约束剪应力,造成同一深度上桩间土的沉降量并不相等,也就是说桩间土的沉降量不能按一维问题考虑。因此合理的桩间土位移模式应当既考虑桩土界面的相对滑移,又考虑同一深度处桩间土沉降的非同步性。

现有的桩间土竖向位移模式一般采用二种处理方法:a)考虑桩土界面滑移,但假设同一深度处桩间土沉降相等,即桩间土沉降按一维问题考虑;b)考虑桩间土沉降的非同步性,桩间土位移模式按二维问题考虑,但认为桩土界面位移协调,不考虑二者之间的相对滑移。如上所述,这二种处理方法都是不全面的,也就难以准确反映桩土间的荷载传递规律。

3. 在柔性基础下复合地基破坏模式及其承载力分析方面,目前研究成果很少,基本上仍沿用刚性桩复合地基的计算理论。

事实上由于桩顶刺入变形和负摩阻力的影响,柔性基础下的单桩承载力和桩土应力比均小于刚性基础下的对应值,且破坏时往往桩间土先破坏,桩体承载力尚未完全发挥,因此其复合地基承载力应小于刚性基础下承载力。

由于上述不足,目前还难以提出可应用于工程实践的路堤荷载下复合地基承载力和沉降简化计算方法。

柔性基础下复合地基的荷载传递机理

柔性基础下复合地基的荷载传递机理应当包括:基础填土的拱效应、基础的刚度效应、刚性垫层效应、桩土间差异沉降引起的荷载传递以及下卧层土体的支承作用五个部分。

1. 基础填土的拱效应

在荷载作用下桩间土的沉降量大于桩顶,桩间土上部的填土相对于桩顶上的填土产生向下移动的趋势,二者之间会产生剪应力以阻止不均匀变形的发展,这样桩间土上部填土将自身的部分荷载转移到了桩顶上部填土,从而减小了桩间土上的应力而增大了桩顶上的应力,即填土中产生拱效应。同时在基础填土中越接近于基础顶面,桩间土上部填土与桩顶上部填土之间的差异沉降越小,直至某一高度后趋近于零,也就是说填土中存在有一“等沉面”。

2. 基础的刚度效应

在其它因素相同的情况下,当柔性基础的刚度产生变化时,桩顶与桩间土之间的差异沉降不同,从而影响了填土之间和桩土之间的荷载传递及分担,复合地基的桩土应力比也会随之改变。

3. 垫层效应

与刚性基础下复合地基设置柔性垫层相反,柔性基础下的复合地基应采用刚度较大的垫层如加筋垫层、灰土垫层等,以增大桩土荷载分担比,使桩体更好地发挥作用,减小桩间土承担的荷载以及桩顶与桩间土之间的差异沉降,从而改善复合地基的工作性状。

4. 桩土间差异沉降引起的荷载传递

柔性基础下复合地基桩间土沉降量大于桩顶沉降量,使得在桩顶下一定深度范围内桩间土对桩体产生向下滑动的趋势,从而在桩侧产生负摩阻力,桩间土也将部分荷载转移到了桩体。直至某深度处桩体与土体沉降量一致,此时桩侧摩阻力为零,此点称为“中性点”,也就是说,柔性基础下复合地基中也存在有一“等沉面”。与刚性基础下复合地基中桩身最大轴向应力位于桩顶不同,柔性基础下复合地基中桩身轴向应力最大处位于中性点处。在中性点深度以下桩体沉降量大于桩间土沉降量,桩间土对桩体产生正摩阻力。

5. 桩端下卧层土体的支承作用

现场实测和数值分析结果均已表明桩端下卧层土体的性质对复合地基的性状存在较大影响。端承式复合地基的桩土间差异沉降和桩土应力比均大于悬浮式复合地基,而沉降量则小于后者。

建议采用的考虑上下部共同作用的解析法分析模型

通常的柔性基础下刚性桩复合地基的解析法分析方面,很少考虑到复合地基和基础的相互作用,将二者脱离开来,从而使得到的桩土应力比、中性点位置等方面不能反映基础刚度等因素的影响,不能本质上同刚性基础带垫层的复合地基的解析法区别开来。因此,在分析中应当从整个系统上下部共同作用的角度出发,考虑基础填土—刚性垫层—复合地基—下卧层土体四者之间的应力及变形耦合,才能掌握整个系统的荷载传递规律及变形特性,本文在总结前人的基础上,提出了一个综合考虑上下部共同作用的分析建议模型。具体如下:

在解析分析柔性基础下复合地基时候,可取由单个桩体与其所影响范围内土体形成的同心圆柱体作为典型单元体进行计算,如图2所示(以正方形布桩为例)。在荷载作用下,群桩复合地基中的典型单元体外侧边界剪应力为零。这里,实际上认为典型单元体的受力变形特征能够代表群桩复合地基的受力变形特征。

而典型单元体的外径 d_e 可由下面计算得到, $m = \frac{A_p}{A} = \frac{\pi d^2}{\pi d_e^2}$,当然也可以通过桩中心距

和布桩方式计算得到,

$$d_e = c_g s_d$$

式中 s_d 为桩的中心距; c_g 为1.05(等边三角形布桩)或1.13(正方形布桩)。

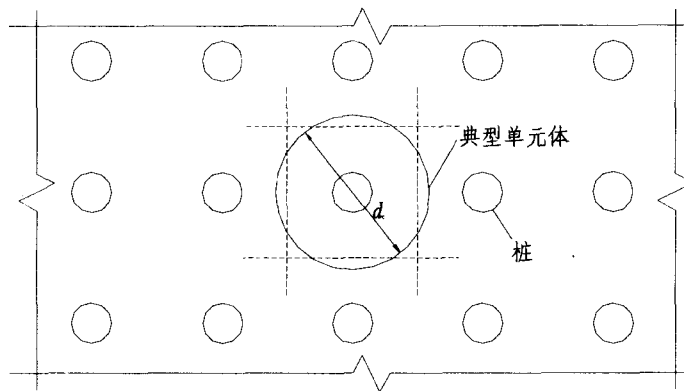


图2 典型单元体示意图

柔性基础下复合地基简化为图3所示的模型,垫层厚度为 h_c ,路堤基础加垫层厚度 h 。根据Marston的计算理论,按照截面积相等的原则,将桩体上方垫层和填土简化为直径为 d (等于桩直径)的内土柱,桩体加固范围内桩间土上方的垫层和填土简化为以桩身为中轴线的圆筒体即外土柱,此处的内土柱可以类似模量很小的“内土桩”,同“桩间土”(外土柱)间也存在摩阻力,即内土柱相对外土柱的变形是整体变形的。由对称性原理

可得，外土柱外表面的摩擦力为零。

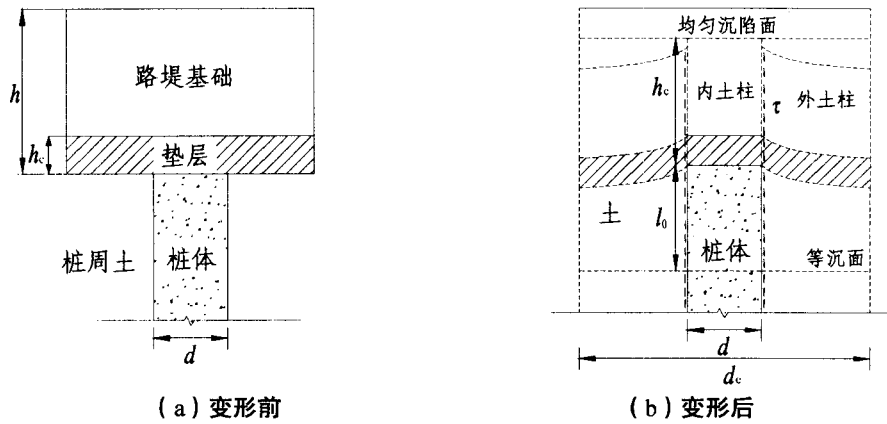


图3 计算模型桩土受力变形图

在初始阶段，路堤荷载均匀地作用在桩顶和桩间土上，由于桩体的压缩模量大于桩间土的压缩模量，桩间土的沉降大于桩顶的沉降量，也就形成了上刺，造成桩间土上部的垫层对桩顶上部的垫层产生一个向下滑动的趋势，从而使桩顶上部的圆柱形垫层受到桩间土上部的圆筒形垫层向下的拖曳力（摩擦力），这个拖曳力一直从垫层延伸到基础填土。随着内土柱向上发展，距离桩顶越远，这种向下滑动的趋势越来越不明显，沉降差异也逐步减少。当达到高度 h_c 时候，差异沉降最终消失，两者沉降相等，也不存在拖曳力，该平面就是填土中的均匀沉陷面即填土中的“等沉面”。桩体向上刺入垫层，向下刺入下卧层，这就使得桩体在桩身范围内压缩变形同桩周土的压缩变形不完全一致，在一定深度 l_0 范围内出现负摩擦阻力，该深度以下出现正摩擦阻力，也就是在深度 l_0 处，出现桩体和桩周土的沉降变形量相等的另一等沉面。

在本模型的基础上，可以通过假定桩侧阻力的分布，并考虑基础填土—刚性垫层—复合地基—下卧层土体四者应力和变形的耦合关系，可以建立柔性基础下复合地基的解析方程。

结论

近年来，国内外学者对柔性基础下复合解析法分析相继开展了很多的工作，但是由于采用的模型不完善，使目前的解析法分析无法系统反应柔性基础下复合地基的工作性状。本文在总结国内外的研究现状的基础上，指出目前解析法中存在的不足，全面分析了柔性基础下复合地基的荷载传递规律，并结合柔性基础下复合地基的变形特点，建立了考虑上下部共同作用的柔性基础下桩体复合地基解析分析模型。通过本模型的解析分析，可以系统反应基础填土—刚性垫层—复合地基—下卧层土体四者共同作用下的复合地基性状。

参考文献

- [1] Alamgir M, Mjura N, Poorooshasb H B. Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions[J]. Computers and Geotechnics, 1996(4): 267 ~ 290
- [2] 杨涛. 路堤荷载下柔性悬桩复合地基的沉降分析[J]. 岩土工程学报, 2000(6): 741 ~ 743
- [3] 李海芳. 路堤荷载下复合地基沉降计算方法研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2004
- [4] 刘杰, 张可能. 复合地基荷载传递规律及变形计算[J]. 土木工程学报, 2004(1): 20 ~ 23
- [5] 孙微微. 路堤荷载下碎石桩复合地基沉降计算方法研究[D]. 南京: 南京林业大学, 2005
- [6] 胡庆国, 任海军, 张可能. 柔性基础下复合地基桩体侧摩阻力分布[J]. 中外公路, 2005(5): 17 ~ 21
- [7] 施建勇, 邹坚. 深层搅拌桩复合地基沉降计算理论研究[J]. 岩土力学, 2002(6): 309~315
- [8] 邱钰, 钱国超, 刘松玉. 粉喷桩处理高速公路软土地基地基内附加应力及沉降计算分析[J]. 公路交通科技, 2001(1): 1 ~ 5
- [9] 王欣, 俞亚南, 高文明. 路堤柔性荷载下的粉喷桩复合地基内的附加应力分析[J]. 中国市政工程, 2003(3): 1~10
- [10] 张忠苗, 陈洪. 柔性承台下复合地基应力和沉降计算研究[J]. 岩土力学, 2003(3): 451 ~ 454
- [11] 刘吉福. 路堤下复合地基桩、土应力比分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003(4): 674~677
- [12] 陈仁朋, 许峰, 陈云敏, 贾宁. 软土地基上刚性桩-路堤共同作用分析[J]. 中国公路学报, 2005(3): 7~13
- [13] 陈仁朋, 贾宁, 陈云敏. 桩承式加筋路堤受力机理及沉降分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005(23): 4358~4367
- [14] Miriam E. Stewart, George M. File. Influence of Clay Compressibility on Geosynthetic Loads in Bridge Layers for Column-Supported Embankments[J]. ASCE Contemporary Issues in Foundation Engineering, 2005
- [15] Hiroshi Miki, Mitsuo Nozu. Design and Numerical Analysis of Road Embankment with Low Improvement Ratio Deep Mixing Method[J]. ASCE Geotechnical Engineering for Transportation Projects, 2004, 1395~1402
- [16] 雷金波. 带帽控沉疏桩复合地基试验研究及作用机理分析[D]. 南京: 河海大学, 2005
- [17] 沈伟, 池跃君, 宋二祥. 考虑桩、土、垫层协同作用的刚性桩复合地基沉降计算方法[J]. 工程力学, 2003(2), 36~42.
- [18] 傅景辉, 宋二祥. 刚性桩复合地基工作特性分析[J]. 岩土力学, 2000(4), 335~339

转载**《岩土工程学报》2007、2008年度黄文熙讲座撰稿人选定**

本刊自1998年开设黄文熙讲座以来, 已遴选11位撰稿人, 发表11篇力作, 受到海内外读者的重视, 获得很高评价。

根据往届撰稿人产生的办法和惯例, 本届撰稿人仍由6个主办单位提名。提交全体编委投票选举。本届候选人共5名, 以汉语拼音排序, 他们是葛修润、龚晓南、李君纯、钱七虎、张建民。经全体编委投票选举, 葛修润和龚晓南得票相等并领先。考虑到一些具体情况, 并经研究决定, 2007、2008年度本刊黄文熙讲座撰稿人分别为龚

晓南和葛修润。龚晓南, 1944年生, 浙江大学教授; 葛修润, 1934年生, 中国科学院院士。龚晓南和葛修润的讲座文稿将分别在本刊2007年、2008年第1期刊出。

应广大读者的要求, 经研究决定。本刊将继续组织黄文熙讲座学术报告会。2007年度黄文熙讲座学术报告会将在南京水利科学研究院举行, 具体时间本刊将另行通知。

《岩土工程学报》编辑部

大型储罐振冲碎石桩复合地基设计*

黄志刚

(中国纺织工业设计院 北京 100037)

[摘要] 本文介绍仪征化纤股份有限公司PX储罐振冲碎石桩复合地基设计, 通过单桩复合地基载荷试验和对PX储罐沉降观测, 此工程复合地基达到设计要求, 取得了预期效果。

[关键词] 储罐; 振冲碎石桩; 复合地基; 承载力; 沉降

工程概述

仪征化纤股份有限公司化工厂PTA装置改扩建工程, 需在码头中间罐区扩建一个5000m³PX储罐, 拟建场地地形平坦, 场地属长江漫滩地地貌, 场地内所揭露土层上部为新近沉积的软土(Q₄), 下部为老粘性土(Q₂₋₃)和砂卵石层(Q₁)。场地抗震设防烈度为7度。

根据仪化集团公司设计院提供的岩土工程勘测报告, 储罐所在位置地基土的承载力标准值及压缩模量值见表1。

地基土承载力标准值及压缩模量

表1

地层编号	岩性	综合给定的承载力标准值 f_k (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)	极限侧阻力标准值 q_{sk} (kPa)	极限端阻力标准值 q_{pk} (kPa)
(2)	粉质粘土	100	3.5	52	
(3)	粉土	100	5.0	55	
(4)	粉质粘土	80	3.0	25	
(5)	粉质粘土	140	5.5	62	
(6)	粉质粘土	260	11.0	85	1200
(7)	卵石夹中粗砂, 粉质粘土	300	16.0	150	2000

地下水在(2)层粉质粘土之上, 属潜水型。(2)层粉质粘土属高压压缩性土, 厚度约1.3m左右, (3)层粉土属中等偏高的压缩性土, 厚度约2.0m左右, (4)层粉质粘土属高压压缩性土, 厚度约2.0m左右, (5)层粉质粘土属中等偏高的压缩性土, 厚度约1.8m左右, (6)层粉质粘土属中压缩性土, 厚度约14.5m左右, (7)层卵石夹中粗砂、粉

* 收稿日期: 2006年5月

质粘土属低压缩性土。(3)层粉土在7度地震烈度作用下,不会发生液化。该场地上部土层较为软弱。

PX储罐内径21m,充液高度16m,自重加上所储液体总重56000kN,且储罐为内浮顶罐,对不均匀沉降比较敏感,经过对(2)、(3)、(4)、(5)层作为持力层进行软弱下卧层强度和沉降验算,采用天然地基满足不了基础设计要求,必须对地基进行处理。

地基处理方案选择

根据上述地基土层的特点,在进行储罐基础设计时,其地基处理可采取下述几种方案:

1. 充水预压

储罐基础施工完后,对储罐进行充水预压。每次充水高度为储罐高度的1/3,每天早晚各测一次沉降,待沉降速率不大于5~10mm/d时,再充下一次水,按此进行直至满罐之后,待沉降速率达到上述要求后,方可放空。间隔两个月左右,再进行第二次充水。

采用此方法,经济可行,不须对地基进行其他处理,但时间须三个多月至半年。

2. 复合地基

采用较为经济的水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)或振冲碎石桩(或其他复合地基处理方案),使处理后的复合地基承载力 $f_k=180$ kPa,然后按处理后的复合地基进行储罐基础设计。

采用复合地基方案,施工速度较快,但需对地基进行处理,较充水预压方案要增加一定的地基处理费用。

3. 钻孔灌注桩

此方案也是仪化集团设计院在岩土工程勘察报告中建议的地基处理方案。此方法采用钢筋混凝土钻孔灌注桩支承钢筋混凝土圆形大承台,承台上放置储罐。

采用钻孔灌注桩方案,费用较高。

综上所述,若时间许可,宜采用充水预压方案,否则,可采用复合地基方案。经与建设单位协商,最后决定采用复合地基——振冲碎石桩进行地基处理。

振冲碎石桩复合地基设计

振冲碎石桩复合地基处理范围采用满堂处理,且在基础外缘扩大1~2排桩,桩位布置采用等边三角形布置,桩间距取1.5m,桩的直径取0.8m,桩顶部铺设一层0.3m厚的碎石垫层,桩长为6.0~8.0m,且桩端须进入(6)层粉质粘土0.2~0.3m,处理后的复合地基承载力 $f_k=180$ kPa。桩位布置情况详见图1—桩位布置图,桩体情况详见图2—桩详图。

振冲碎石桩施工时，基础范围内的杂填土应全部挖除干净，振冲碎石桩的碎石垫层施工完后，再用素土回填，素土垫层应严格分层碾压压实，其压实系数不得小于 0.95。应严格控制桩体材料碎石的含泥量，碎石的粒径为 20~50 mm。

施工应严格按中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-91)

规定进行。当施工单位具有在本地区的施工实践经验时，可直接施工工程桩，否则应进行现场制桩试验。

复合地基的承载力标准值应按现场复合地基载荷试验确定。本工程振冲碎石桩由中国化学工程南京岩土工程公司施工。

振冲碎石桩施工结束后，间隔 3~4 周，委托江苏省工程勘测研究院于 1999 年 7 月 26 日~8 月 3 日进行单桩复合地基载荷试验，来检验复合地基的处理效果，共进行 3 组（所检测的桩位和组数均由建设单位确定），所测桩位分别为 59# 桩、132# 桩、176# 桩，详见图 1——桩位布置图中带“●”的桩。

静载荷试验采用堆载法，分级加荷慢速维持荷载法，稳定标准为 0.25mm/h，总荷载为 180kPa，分 10 级施加。（荷载曲线见图 3、4、5）

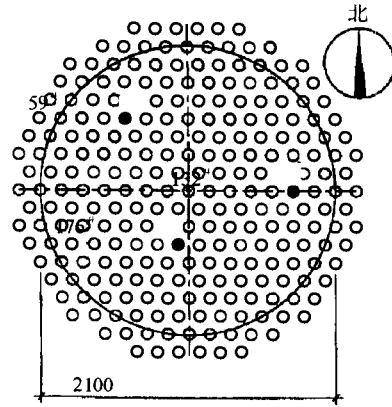


图 1 桩位布置图

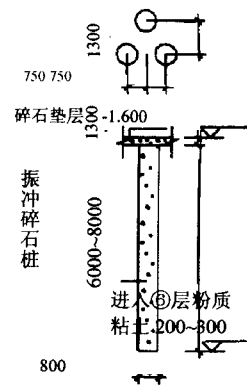


图 2 桩详图

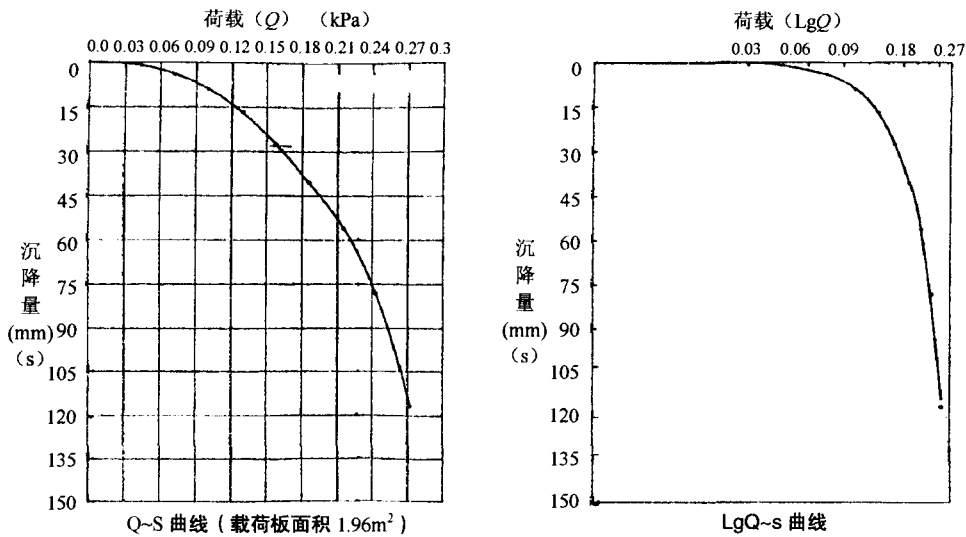


图 3 59# 桩曲线图

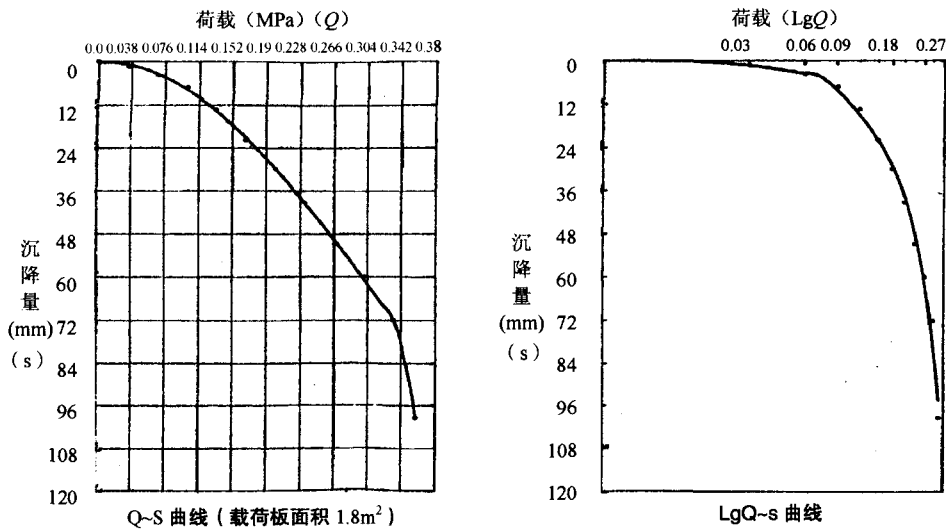


图4 176#桩曲线图

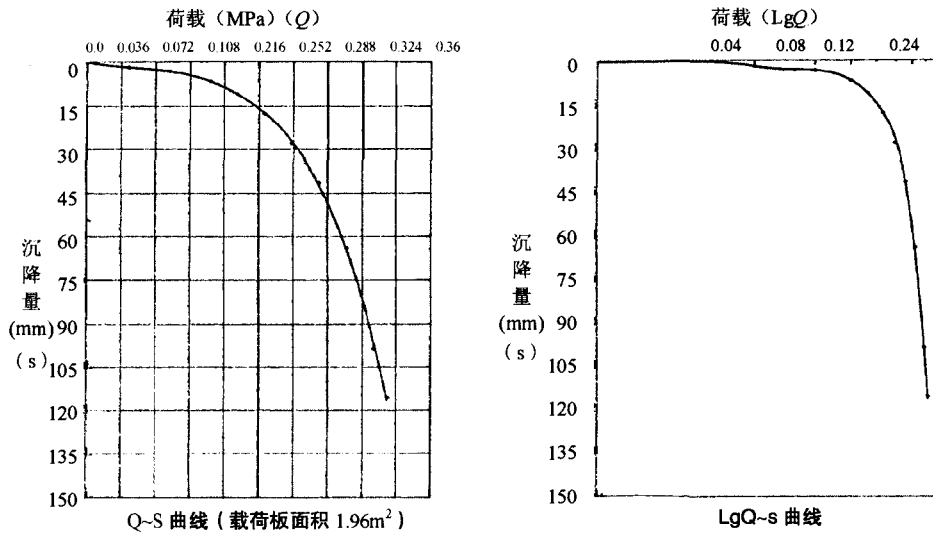


图5 132#桩曲线图

单桩复合地基载荷试验结果详见表2。

静载荷试验成果表

表2

桩号	设计参数			施工日期	施工桩长 m	测试日期	试桩桩长 m	试验结果				备注
	桩径	桩长	复合地基承载力标准值(kPa)					试验终止荷载 (kPa)	累计沉降 (mm)	复合地基承载力试验值(kPa)	复合地基承载力标准值(kPa)	
59#(北)	800	6.0至8.0	180	6.24	8.5	7.29	7.7	271.40	116.87	160	182.7	继续加荷, 沉降迅速增大, 压力稳不住, 试验终止
176#(南)	800		180	7.2	8.7	7.30	7.7	358.30	99.35	182		
132#(东)	800		180	6.29	8.9	8.2	8.1	314.29	115.54	206		

注: 试桩开挖深度 自然地面下 0.8m~1.0m。

从上述试验结果可以看出,此工程振冲碎石桩复合地基达到设计要求,取得了预期效果。

由于本工程的PX储罐为内浮顶罐,另根据振冲碎石桩复合地基处理的实际情况,决定PX储罐基础设计成钢筋混凝土环墙式基础。为了使储罐投入使用后正常运行,储罐建成后应进行充水试压,充水试压应按规定采用分级加荷,每次注水量为总量的1/3,并控制沉降速率。生产装料时,亦应遵照此分级加荷的规定进行。与储罐相接之管道还应采取可调整管道标高的连接方法,保证生产过程中的及时调整。

为了掌握储罐建成投入使用后的沉降发展情况,在储罐基础上对称设置了8个沉降观测点(详见图6—沉降观测点布置图),并要求分阶段作好沉降观测,以便发现异常时及时研究处理措施。

本工程的PX储罐1999年12月建成投入使用,并于2000年6月1日进行了PX储罐的沉降观测,观测结果详见表3。

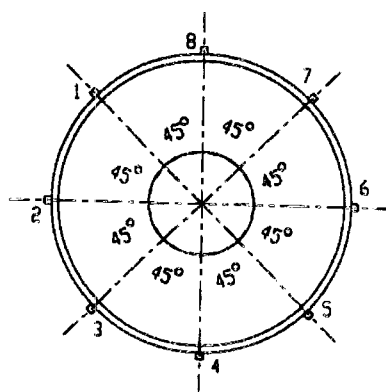


图6 沉降观测点布置图

沉降观测结果表

表3

点号	1	2	3	4	5	6	7	8
沉降量 (mm)	14	11	13	11	10	11	11	12

从表3可以看出,PX储罐投入使用半年多,运行情况正常,完全满足中华人民共和国行业标准《石油化工企业钢储罐地基与基础设计规范》对地基变形的要求。

结论

本工程采用振冲碎石桩复合地基对PX储罐进行地基处理,除了满足工程设计要求外,还做到了因地制宜、就地取材、保护环境和节约资源等。虽然与充水预压方案相比,增加了一定的地基处理费用,但其施工速度快,大大缩短了整个PX储罐工程建设周期,使PX储罐能尽快投入使用;而与采用钻孔灌注桩方案相比,不但具有上述优点,而且节省了大量的地基处理费用和基础工程费用。

本设计得到中国纺织工业设计院结构专业总工程师李明敬同志的悉心指导和帮助,在此表示感谢!

参考文献

- [1] 仪化股份公司码头中间罐区PX储罐扩建工程岩土工程勘测报告, [R]. 仪化集团公司设计院, 1999.4.

- [2] 仪化股份公司码头中间罐区PX储罐碎石桩静载荷试验方案, [R]. 江苏省工程勘测研究院, 1999.7.
- [3] 仪化股份公司码头中间罐区PX储罐扩建工程复合地基静载荷试验报告, [R]. 江苏省工程勘测研究院, 1999.8.
- [4] 中华人民共和国行业标准, 建筑地基处理技术规范 (JGJ 79 - 91), [S]. 1992.
- [5] 中华人民共和国行业标准, 石油化工企业钢储罐地基与基础设计规范 (SH 3068 - 95), [S]. 1995.

The composite ground design of a liquid tank with vibro-stone column

Huang Zhigang

(China Textile Industrial Engineering Institute Beijing 100037)

[Abstract] This paper introduces the composite ground design of a PX liquid tank with vibro-stone column for YIZHENG Chemical Fibre Co., Ltd. Based in the single-pile composite ground static loading test and settlement observation for PX liquid tank, the composite ground of this engineering can reach the design requirements and get the desired results.

[Key words] Liquid tank; Vibro-stone column; Composite ground; Bearing capacity; Settlement

新书推荐

《地基处理理论与实践 (2006)》

——第九届全国地基处理学术讨论会论文集

该论文集由龚晓南教授、俞建霖博士主编。共收录 89 篇论文, 内容包括基础理论、排水固结、振密、挤密、灌入固化物、加筋 (土工合成材料)、刚性桩复合地基和长短桩复合地基、桩基工程、基坑工程、托换与纠倾及其它共 9 个专题。

该论文集的内容反映了当前我国地基处理领域的主要成就和发展水平, 可供同行及高等院校有关专业师生参考。

该书由浙江大学出版社出版, 全书定价 80 元, 邮购价 90 元, 欢迎订购! 联系人: 祝娴, 电话: 0571-87952077。

模块式加筋土挡墙设计特点*

王正宏

崔亦昊

(北京工业大学 北京 100044)

(中国水利水电科学研究院 北京 100044)

[摘要] 常规加筋土挡墙墙面一般用全高的连续预制混凝土板,为了改善环境效应,近来模块式面板逐渐增多,但此类不连续分块板的传力方式与稳定性和连续板的不尽相同。本文针对此类墙在设计中的特点作简要介绍。

[关键词] 加筋土; 模块式挡墙; 链接高度; 设计

概述

加筋土挡墙在国内外已大量成功应用。早期的墙面板大多为连续全高预制板块。从上世纪八十年代中期,北美国家开始改变连续面板结构,以大小不等、形状各异的独立预制模块代替,美国国家混凝土圬工协会(NCMA)称其为模块式加筋土挡墙(Reinforced soil segmental retaining wall, SRW)。改变面板结构的意图,是使其造型悦目,更加美观,外观饰面具曲面线条,或呈阶梯状,甚至配以色彩,与环境友好,景观协调,达到天人合一的效果。预制块尚有便于搬运,施工快捷等优点。

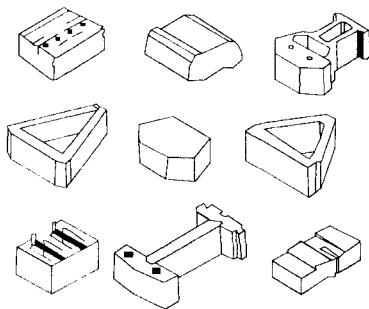


图1 加筋土挡墙模块举例

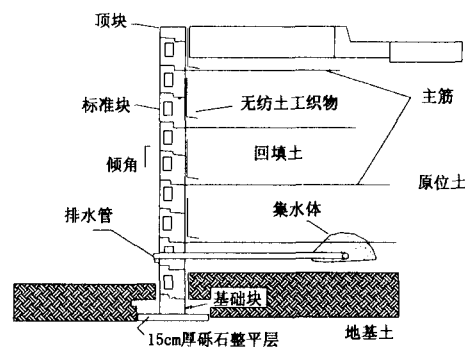


图2 模块式挡墙典型断面

模块形状、大小和饰面可随业主喜好制模预浇,外观各异,如图1。模块的一般厚度为150~800mm,高度80~600mm,长度150~1800mm,为便于人工搬运,块重一般为30~

* 收稿日期: 2006年6月

50kg。块体可以是实心的或空心的（腔内填土）。为增加块间抗滑力，表面制成键槽或插销孔等，它们尚可用于控制墙面斜度。典型的模块叠堆干砌墙体如图2。

模块式墙毕竟是加筋土挡墙的类型之一，故其设计理念与一般加筋土挡墙大多雷同，不过，因其面板由众多独立块而非连续板干砌而成，故墙面稳定性及其传力方式又有其特点，需在设计中附加考虑。近年来“环保”、“绿色”、“人与自然和谐”等意识日益深入人心，模块式加筋土挡墙应运而生，如江苏扬州古运河驳岸工程、北京市顺义县五里仓格栅加筋立交桥，都是这类墙的工程实例。今后该结构定将继续发展，了解该类墙的一些特点定有助益。本文主要参考上述NCMA的设计手册及有关资料对其设计作扼要介绍。

计算模型和假设

1. 破坏模式

按模块式挡墙的构造特点，其可能的破坏形式有以下几类：

(1) 外部（总体）失稳

具体破坏形式如图3中的(a)、

(b)、(c)。

上述失稳形式类似于一般挡墙，是在墙面块、加筋土体和其上超载以及墙后主动土压力共同作用下出现的失稳现象。通过对其验算，可以确定筋材需要的最小长度。

(2) 内部失稳

具体破坏形式如图3中的(d)、

(e)、(f)。

验算在于检查筋材能否将被加筋土结合为一个整体。通过验算，确定要求的筋材合理强度、要求的加筋层数及其垂直间距。

(3) 局部失稳

也有3种形式，如图3(g)、(h)、(i)。

——块、筋连接破坏。模块和筋材间的连接强度应能保证整个复合体的整体性，保证结构的工作条件，即接头的位移不得超过约20mm。

——模块鼓胀。为避免墙面局

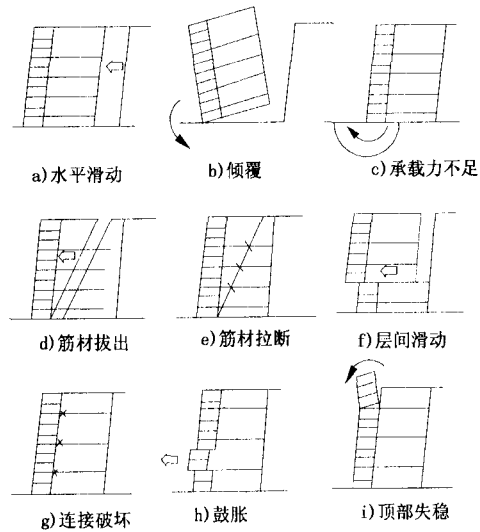


图3 模块加筋土挡墙可能破坏模式

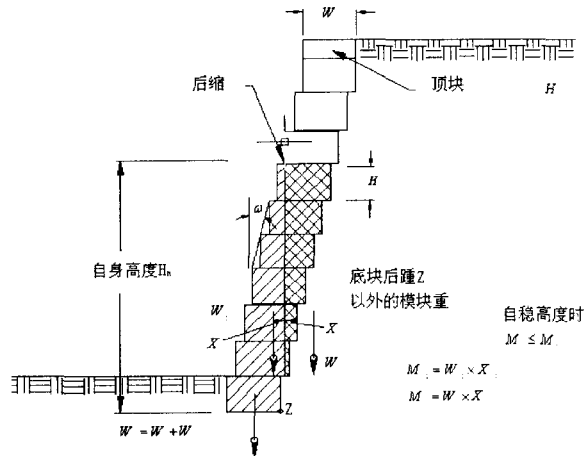


图4 自稳高度

自稳高度时
 $M \leq M_c$
 $M_c = W \times X_c$
 $M = W \times X$

部鼓胀,要求筋材布置的垂直间距不能过大,模块间要有足够摩阻力,阻止模块间的过量位移。

——最大不加筋高度。墙顶有一段不加筋的墙面高度,应保证其不倾倒和不横向位移。

2. 墙面自稳高度

模块式加筋土挡墙的墙面系由许多个预制独立模块叠堆干砌而成,它具有柔性,但抗弯能力有限。为考虑其特点,提出了自稳高度的概念,NCMA称其为铰接高度(hinge height)。当墙面具有倾角 ω 时,自稳高度 H_h 指干砌模块柱体(不考虑其后填土支持力)能站立不倒的最大高度。该高度的力学意义可借图4说明。在自稳定高度时,下列表达式成立:

$$M_B \leq M_A \quad (1)$$

式中 M_B 和 M_A 为底块踵点Z右侧和左侧块柱重对Z点的力矩。式中不等号是计算时模块数应按整数计。当 $\omega > 0$,自稳高度 H_h 通过对块踵Z点求力矩求得:

$$H_h = \frac{2(W_u - G_u)}{\tan \omega} \quad (2)$$

式中 W_u —模块高度,指块体从前到后的距离;

G_u —从模块柱前面至其重心(包括模块中空腔内填土)的距离。

对于垂直墙($\omega = 0$),或计算所得的 H_h 大于墙高 H 时,取 $H_h = H$ 。

在自稳高度范围内,所有模块的重量都作用在最底模块的底面上。验算各模块间的连接强度和块间抗滑稳定时,都应符合这一概念。

3. 土压力计算

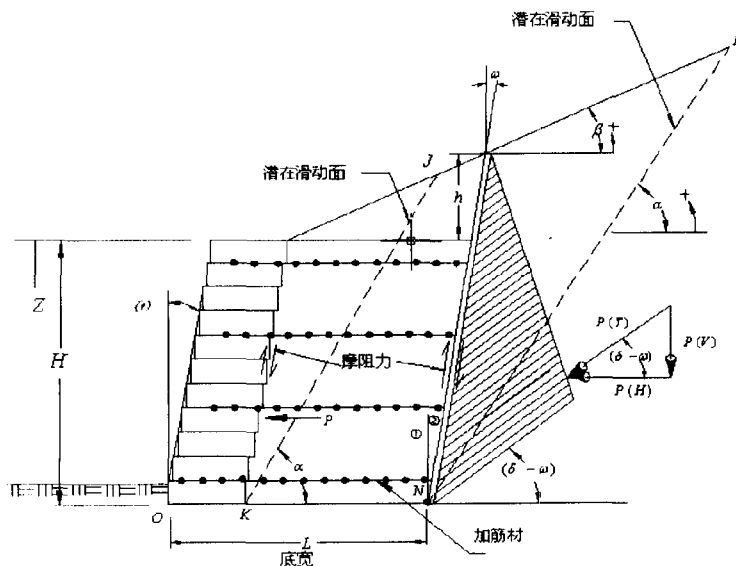


图5 作用于模块加筋土挡墙上的力系

因为库仑土压力理论可以计及更多影响因素,NCMA规定用库仑理论计算土压力。主

动土压力系数可 K_a 按下式计算：

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega + \beta)}} \right]^2} \quad (3)$$

式中各符号意义见图5。 φ 为墙面后 $H/2$ 范围内土的内摩擦角； δ 为外摩擦角；作内部稳定计算时， $\delta_i = \frac{2}{3}\varphi$ ；作外部计算时，取 $\delta_e = \varphi$ （填土与加筋区后原位土两者中 φ 的较小值）。

填土中潜在破坏面与水平线的夹角 α 按下式计算：

$$\tan(\alpha - \varphi) = \frac{-\tan(\varphi - \beta) + \sqrt{\tan(\varphi - \beta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \omega)] [1 + \tan(\delta - \omega) \cot(\varphi + \omega)]}}{1 + \tan(\delta - \omega) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \omega)]} \quad (4)$$

式(4)可用于计算内部和外部破坏面角 α_i 和 α_e 。

当 $\beta=0$ ， $\delta=0$ 和 $\omega=0$ ，式(4)给出Rankine的解：

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (5)$$

4. 墙体几何形状

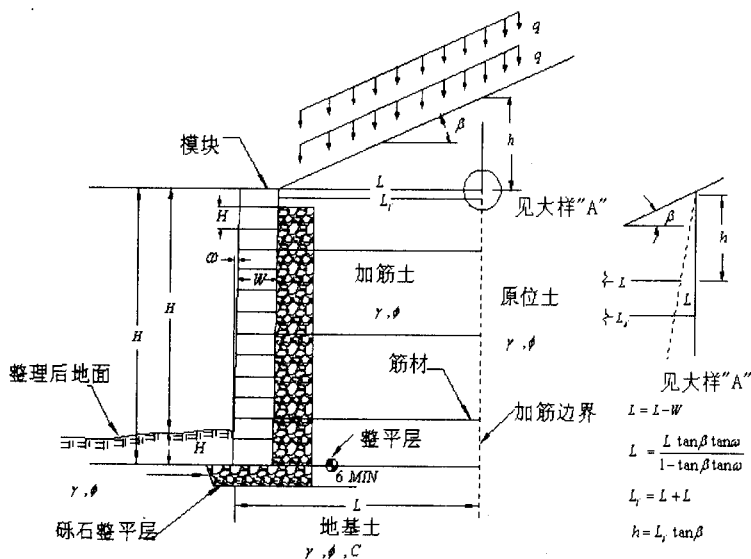


图6 模块加筋土挡墙组成

墙体的典型断面如图6。模块柱体下为以透水性材料建的整平层，它与柱后厚约30cm

的竖向排水连接。墙体埋深 $H_{emb} (= H - H')$ ，对墙前水平地面采用 $\frac{H'}{20}$ ；

取 $\frac{H'}{7}$ ，但最小为15cm；当地下水位低于墙底 $\frac{2H}{3}$ 以上， H_{emb} 不一定要达到当地冻深。

墙体底部筋材要求长度 L 由外部稳定性分析和承载力验算确定。按计算墙顶往下的筋长一般会有变化，但均不得小于上述 L ，且最短应不小于 $0.6H$ 。整个加筋土范围由水平线 L 和平行于墙面（倾角 ω ）的直线所限制，如图6。

墙顶附近潜在滑动面离墙面较远，为锚固要求筋材较长，由此增加的长度不计在加筋范围内。

按图中几何关系，可得下列各尺寸：

$$L' = L - W_u \quad W_u \text{—模块厚度；}$$

$$L'' = \frac{L' \tan \beta \tan \omega}{1 - \tan \beta \tan \omega}$$

$$L_\beta = L' + L''$$

$$h = L_\beta \tan \beta$$

5. 基底压力和地基承载力

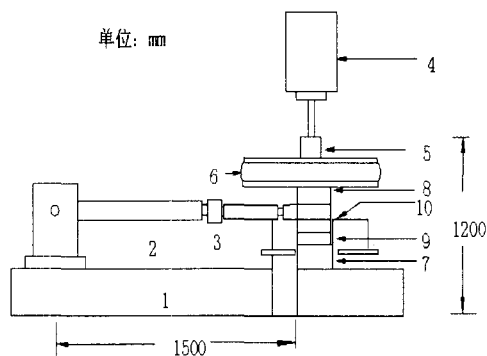
挡墙底接触压力按直线分布假设，一般呈梯形。为简化计算，基础工程中常按Meyerhof建议，将基底合力的偏心荷载，转化为等效轴心荷载。为此墙底原宽度 L 应改为 $B = L - 2e$ ， e 为作用于墙底合力的偏心距。

6. 模块间抗剪力和筋材接头强度

模块间的抗剪力是防止块间滑移的要素。其大小与块面状态、结构和所受法向压力等有关，应通过试验测定。江苏扬州勘测设计研究院曾研制过该种测试设备。Bathurst等研制的设备如图7。试验类似于土工直剪试验，试验成果如图8。成果可借直线方程拟合：

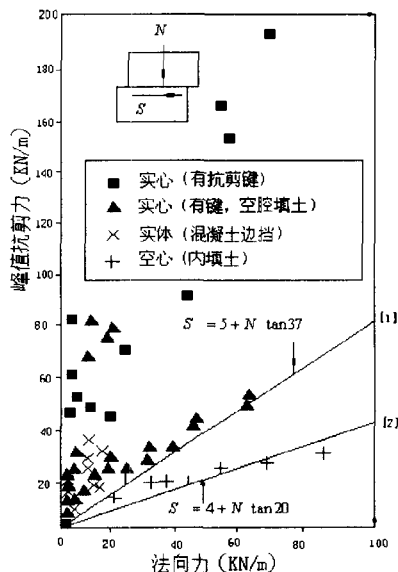
$$S_{su} = a_{su} + N_n \tan \delta_{su} \quad (6)$$

模块与筋材的连接强度可由类似的专门装置测定。连接强度的定值有两种准则：按破坏时的峰值（极限）强度或按工作容许（限制变形，一般可取20mm）强度定值。



1.加荷架；2.水平激动器；3.水平加荷盒；4.反力架；5.垂直加荷盒；6.气袋；7.平台；8.隔板；9.模块；10.土工合成材料

图7 模块界面强度测试仪(试样上带筋材)



[1]带混凝土抗剪键或边挡块的下限(实体、空腔填土.....)

[2]表面平整，空腔内填土

图8 模块界面强度试验成果举例

外部稳定性验算

验算内容见上节1破坏模式。验算方法同一般加筋土挡墙，现仅简述如下。

1. 作用力系

综合示于图9。图中 $W_{r(i)}$ 和 $W_{r(\beta)}$ 分别为墙体(土容重 γ_i)和墙顶坡土重; q_d 、 q_l 分别为呆超载和活超载; P_s 、 P_q 分别为由土重和超载引起的主动土压力;(H)表示水平分量。

2. 抗水平滑动验算

如图9,抗滑安全系数按下式计算:

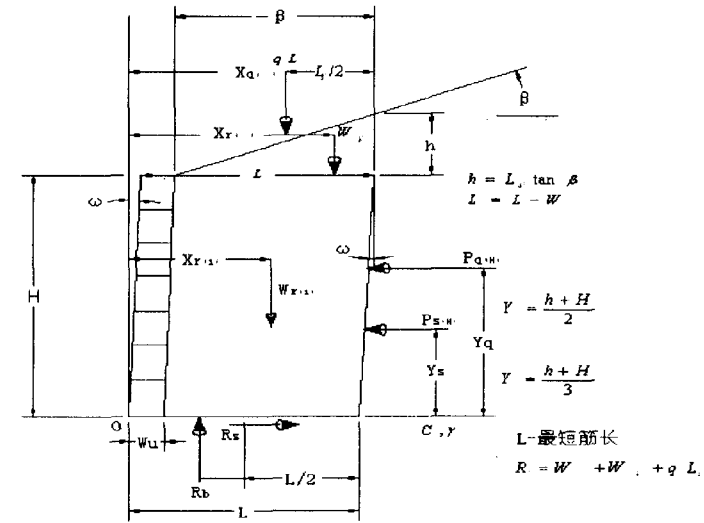


图9 外部稳定性验算

$$FS_{SL} = \frac{R_s}{P_{a(H)}} \tag{7}$$

式中 FS_{SL} —抗滑安全系数,要求 $FS_{SL} \geq 1.5$;

$P_{a(H)} = P_{s(H)} + P_{q(H)}$ —土压力水平分量和;

R_s —抗滑力。

R_s 按下式计算:

$$R_s = C_{ds} (q_d L_{\beta} + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \varphi \tag{8}$$

式中 φ —取填土、排水时填土和地基土的三种摩擦角中之最小值;

以上如为地基土,因其具凝聚力,式(8)中尚应增加凝聚力分量 $C_f L$ 。

式(8)中的 C_{ds} 为抗滑力修正系数,墙底无筋材时,取 $C_{ds} = 1.0$;有筋材时该值降低,如无实测数据,可初设 $C_{ds} = 0.65$ 。

3. 抗倾覆验算

加筋土体具柔性,一般无倾覆之虞,进行验算,使具适当安全系数 FS_{ot} ,为的是防其过分倾移。

$$FS_{ot} = \frac{M_r}{M_o} \tag{9}$$

式中 M_r 、 M_o —分别为绕前趾O点的抗倾和倾覆力矩,见图9。

$$M_r = W_{r(i)}X_{r(i)} + W_{r(\beta)}X_{r(\beta)} + q_d L_\beta X_{q(\beta)} \quad (10)$$

$$M_o = P_{S(H)}Y_s + P_{q(H)}Y_q$$

4. 地基承载力验算

参考图9。承载力安全系数如下：

$$FS_{bc} = \frac{Q_u}{Q_a} \quad (11)$$

式中 FS_{bc} —承载力安全系数，要求 $FS_{bc} \geq 2$ ，

Q_u 、 Q_a —分别为地基极限承载力和接触压力。

地基承载力按 Meyerhof 建议的基础等效宽度 B 计算：

$$Q_u = c_f N_c + \frac{1}{2} \gamma_f B N_\gamma + \gamma_f H_{emb} N_q \quad (12)$$

$$Q_a = [W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + (q_d + q_i) L_\beta] / B \quad (13)$$

式中 N_c 、 N_γ 、 N_q —承载力因数，查一般土力学教材。

内部稳定性验算

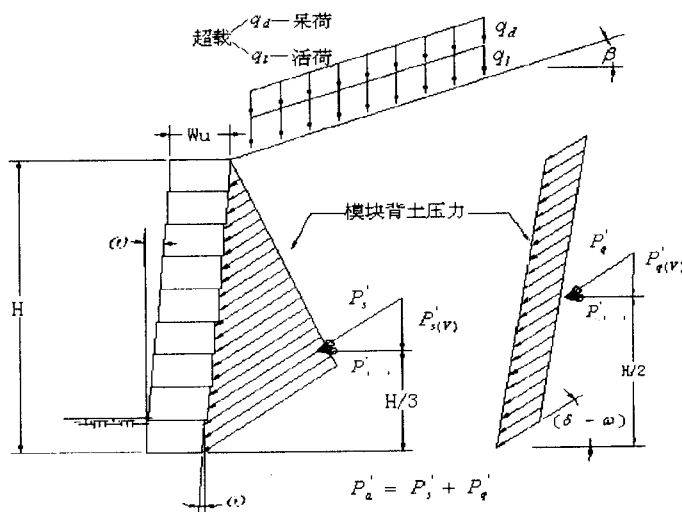


图10 内部稳定性验算

验算内容见前第二节破坏模式。

1. 作用土压力

主动土压力水平分量根据墙高 H 计算，见图10：

$$\begin{aligned}
 P'_{s(H)} &= \frac{1}{2} K_a \gamma_i H^2 \cos(\delta_i - \omega) \\
 P'_{q(H)} &= (q_d + q_l) K_a H \cos(\delta_i - \omega) \\
 P'_{a(H)} &= P'_{s(H)} + P'_{q(H)}
 \end{aligned} \tag{14}$$

2. 筋材中拉力

筋材拉力 $F_{g(n)}$ 不得大于其容许拉力 $T_{a(n)}$:

$$F_{g(n)} \leq T_{a(n)} \tag{15}$$

第 (n) 层拉力按下式计算:

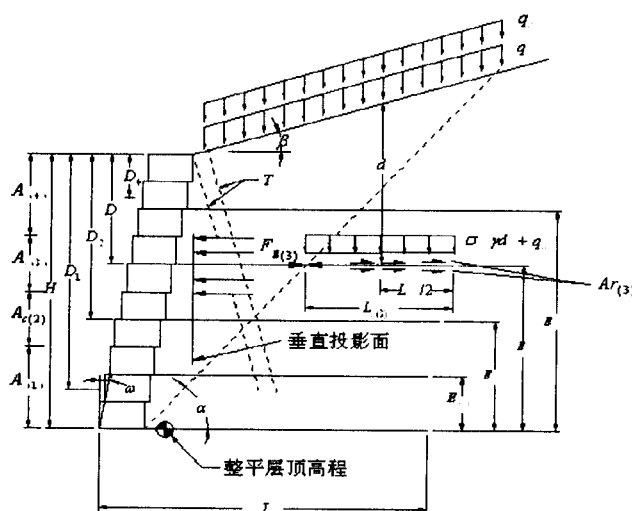


图 11 内部稳定性验算时力与应力

$$F_{g(n)} = (\gamma_i D_n + q_d + q_l) K_a A_{c(n)} \cos(\delta_i - \omega) \tag{16}$$

式中 $A_{c(n)}$ —筋材受力垂直面积; 见图 11;

D_n —受力垂直面积中心处深度。

3. 抗拔出验算

(1) 抗拔安全系数

$$FS_{pu} = \frac{A_{r(n)}}{F_{g(n)}} \tag{17}$$

要求 $FS_{pu} \geq 1.5$ 。

式中 $A_{r(n)}$ —锚固抗拔强度

$A_{r(n)}$ 按下式计算:

$$A_{r(n)} = 2L_{a(n)} C_i (d_n \gamma_i + q_d) \tan \phi_i \tag{18}$$

式中 C_i —抗拔系数, 一般用 0.7;

d_n —筋材上覆盖土层厚度。

如果安全度不足，可加长筋材长度。如果所用筋材不只一种，较强筋材放在墙下部。

(2) 锚固长度

加筋土 (φ_i) 内的锚固筋长按下式计算：

$$L_{a(n)} = L - W_u - E_{(n)} \tan(90^\circ - \alpha_i) + E_{(n)} \tan \omega \quad (19)$$

式中 $E_{(n)}$ —筋材距墙底高度，见图 11。

4. 模块层间抗滑动验算

针对每层筋材，皆应校核抗滑稳定性。参考图 12，第 (n) 层的抗滑稳定安全系数按下式计算：

$$FS_{sl(n)} = \frac{[R'_{s(n)} + V_{u(n)}]}{P_{a(H,n)}} \quad (20)$$

式中 $R'_{s(n)}$ —筋材与周围土之间的抗滑力；

$V_{u(n)}$ —模块间抗滑力；

$P_{a(H,n)}$ —验算筋材高程以上的土压力水平分量。

(1) $R'_{s(n)}$ 的计算

$$R'_{s(n)} = C_{ds} [W'_{r(i,n)} + W'_{r(\beta,n)} + q_d L_{(\beta,n)}] \tan \varphi_i \quad (21)$$

式中 $W_{r(i,n)}$ 、 $W_{r(\beta,n)}$ —第 (n) 层筋材以上墙体和墙顶坡土的重量。

(2) $V_{u(n)}$ 的计算

$$V_{u(n)} = a_u + W_{w(n)} \tan \lambda_u \quad (22)$$

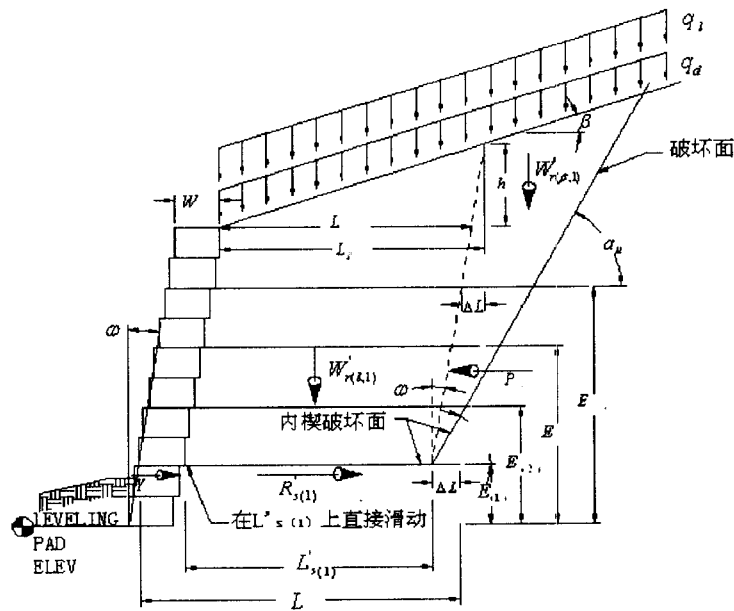


图 12 内部抗滑动分析示意

按极限强度或工作强度计算时, 参数分别用 (a_u, λ_u) 或 (a'_u, λ'_u) 。 $W_{w(n)}$ 为作用在模块上的压力:

$$W_{w(n)} = H_h \gamma_u W_u \quad (23)$$

式中 H_h —自稳高度;
 W_u 、 γ_u —模块厚度与模块材料容重。

模块局部稳定性验算

1. 连接强度

模块与筋材连接处不得发生断裂或滑移, 接头设计按极限强度或工作强度(限定一定变形)。不论何种准则, 皆应满足长期强度和容许变形要求。

按极限强度准则, 应符合以下条件:

$$T_{c(n)} = \frac{T_{ultc(n)}}{FS_{cs}} \leq T_{a(n)} \quad (24)$$

按工作强度准则, 应有:

$$T_{CS(n)} = T_{C(n)@3/4} \leq T_{a(n)} \quad (25)$$

式中 $T_{c(n)}$ 、 $T_{CS(n)}$ —长期容许强度和计及变形的长期容许强度。
 $T_{ultc(n)}$ 、 $T_{C(n)@3/4}$ —分别为连接极限强度和拉伸变形为3/4英寸(20mm)时的连接极

限强度。以上二者均应由专门试验测定;

FS_{cs} —安全系数, 要求 $FS_{cs} \geq 1.5$ 。

上述强度 $T_{ultc(n)}$ 和 $T_{C(n)@3/4}$ 均可以类似于式(22)的库仑表达式表示, 故均与模块柱体重

$W_{w(n)}$ 有关(见式(23))。

2. 抗墙面鼓胀验算

某层模块向外鼓胀反应了该模块在上层与下层压力作用下失去了保持相对位置的能力。抗鼓胀力由所施加压力、筋材垂直间距和块间抗剪力等控制。

分析时, 假设干砌水平层模块为连续梁, 承受水平向连续分布荷载(土压力)。为此可计算绘制出该梁的剪力图, 如图13。可以看出, 最大剪力出现在筋材高程处。

绘制剪力图是将某层 $E_{(n)}$ 以上从墙顶开始的不平衡力逐一往下累计而得。某层面的最大不平衡力等于该层以上的水平土压力与现有筋材拉力之差。

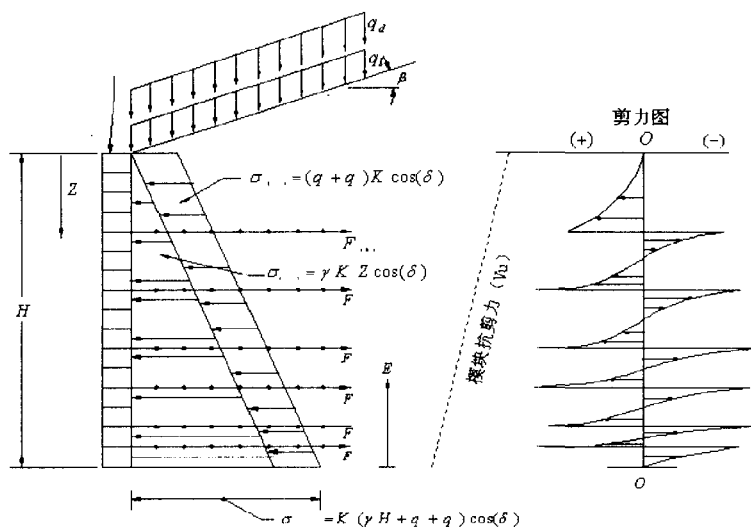
任一层面的抗剪力按式(22)计算。

某层筋材的最大作用力由式(16)计算。

某层总水平土压力 $P'_{a(H)}$ 按式(14)确定, 但将式中 H 换为筋材以上高度。

故抗鼓胀安全系数 $FS_{SC(n)}$ 按下式计算:

$$FS_{SC(n)} = \frac{V_{u(n)}}{[P'_{a(H,n)} - (F_{g(n+1)} + F_{g(n+2)} + \dots)]} \quad (26)$$



土压力视为作用在梁上的连续分布荷载
图 13 验算墙鼓胀的剪力图

要求 $FS_{SC(n)} \geq 1.5$ 。以上是按极限强度考虑，尚应按变形准则的工作应力校核。对每层筋材皆应验算。上述安全系数可借改变筋材垂直间距或增加筋材层数来调整。

3. 不加筋层最大高度

最高加筋材以上的未加筋模块柱，应验算其能否保持自立。其可能破坏模式是滑动和倾覆。验算应满足最低安全系数要求。

结束语

(1) 本文简要介绍模块式加筋土挡墙的内容，包括外部稳定、内部稳定和局部稳定验算方法。

(2) 该类墙不同于一般加筋土挡墙之处，是面板由许多独立模块叠放干砌而成，具柔性、受弯矩能力弱，故设计中要涉及“自稳高度”概念。从文中可见，在检验部分内部稳定和局部稳定性时，应注意上述概念的应用。

(3) 模块间的抗剪力 and 连接强度关系到墙体的安全，它们需要通过专门设备测定。

参考文献

- [1] NCMA: Design Manual for segmental retaining walls, [M]. 2nd edition, 1997.
- [2] R. J. Buthurst, M. R. Simac, (1994), Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall Structures in North America, [M]. Proc. Of 5th International Conference on Geotextiles Geomembranes and Related Products, Special Lecture & Keynote Lecture.

预应力管桩承载特性的试验与应用*

徐至钧

易亚东

(深圳通力建设工程有限公司 深圳 518040) (深圳市中房集团南方置业有限公司 深圳 518008)

李智宇

(深圳市宝安工程质量监督检验站 深圳 518101)

[摘要] 本文根据深圳宝安地区地基部分预应力管桩竖向承载力的现场试验结果,分析了桩的竖向承载性状、桩侧阻力的变化规律及影响因素,为合理利用该桩型提供了一定的依据。

概述

预应力管桩是采用先张法预应力工艺和离心成型法制成的一种空心细长混凝土预制构件,它具有如下优点:

① 设计选用范围广。由于管桩外径规格多,单桩承载力幅度范围大,因而它既适用于多层建筑,也适用于高层建筑,在同一建筑物中,可采用不同直径的管桩,容易解决布桩问题,也可充分发挥每根桩的承载能力,使桩基沉降均匀。

② 单桩承载力高。由于管桩桩身混凝土强度高,可打入密实的砂层及强风化岩层,经过剧烈的挤压,桩尖附近的强风化岩层或密实的砂层的强度可比原状的提高。

③ 对桩端持力层起伏变化大的地质条件适应性强,成桩长度不受施工机械的限制,

④ 良好的抗弯性能,由于预应力管桩混凝土强度高,加之选用低松弛预应力混凝土专用钢筋使桩身具有较高的有效预应力,因此,与其它混凝土桩相比,预应力管桩有相当大的抗弯能力。这就提高了桩基础在水平荷载作用下的抗弯能力,由于预应力的存在,有效地抵消了打桩时由于瞬时桩身压缩的反弹所产生的拉应力。

⑤ 桩身耐打,穿透力强。由于管桩桩身强度高,有一定的预压应力,桩身可承受成百次锤击而不破裂,而且可穿透5-6m厚的密实砂夹层。

⑥ 成桩质量可靠、现场文明、制作方便、施工速度快、工效高、工期短等特性而广泛应用于工程实践中。

* 收稿日期:2006年8月

工程实测数据

近年来, 预应力管桩大量应用于多层及高层建筑中, 取得了一定的经济效益与社会效益。现将部分工程试桩, 经数据处理后的资料列于表1。

深圳宝安地区预应力管桩部分工程试桩一览表

表 1

项目名称	序号	桩号	桩径 (mm)	壁厚 (mm)	锤型	贯入 度	桩长 (m)	持力层	承载力检测值 (kN)			备注
									监控	检测	静载	
锦绣江南 al	1	35 [#]	400	95	5	3	30	全风化	3080	3940	≥4000	
	2	105 [#]	400	95	5	3	27	全风化	3020	3904	≥4000	
	3	119 [#]	400	95	5	3	28.5	全风化	3110	4150	≥4000	
	4	180 [#]	400	95	6.2	5	26.3	强风化	3110	4000	≥4000	
风和日丽	5	2 [#]	400	95	5	8	16	粘性土		1080	1080	达极限
竣业塑胶	6	215 [#]	400	95	5	3	30.5	全风化	3061	3801	≥4000	
	7	150 [#]	400	95	5	3	35.5	全风化	3180	3950	≥4000	
观澜镇政府 办公大楼	8	78 [#]	400	95	6.2	2	7.3	强风化	3800		3750	达极限
	9	209 [#]	500	125	6.2	2	7	强风化	6011		6435	达极限
	10	95 [#]	400	95	6.2	2	17.2	强风化	4120		1875	达极限
	11	214 [#]	500	125	6.2	2	17	强风化	5800		4200	达极限
龙华富通	12	1 [#]	500	125	6.2	12	25.7	全风化		5101	5247	达极限
	13	2 [#]	500	125	6.2	5	25.8	全风化	3510	5201	5247	达极限
	14	3 [#]	500	125	6.2	3	25	强风化		6000	6413	达极限
	15	4 [#]	500	125	6.2	2	18.2	强风化	5661	5250	≥7000	
丰泽湖 17# 楼	16	2 [#]	500	125	6.2	2	21.5	强风化	5550	6640	≥7000	
	17	3 [#]	500	125	6.2	2	23	强风化	4951	6400	≥7000	
	18	4 [#]	500	125	6.2	2	22.9	全风化	5540	6600	≥7000	
金泰苑	19	143 [#]	500	125	5	2.5	17.8	全风化		3900	3840	达极限
泰华 N7 地块	20	2 [#]	500	125	6.2	6	32.2	全风化	4451	6000	6300	达极限
	21	3 [#]	500	125	6.2	8	37.7	强风化	4780	5901	6300	达极限
	22	5 [#]	500	125	6.2	5	27.8	强风化	4852	5430	5600	达极限
	23	6 [#]	500	125	6.2	0.7	20.1	强风化	5700	6300	≥7000	
全一电子厂 房	24	2 [#]	400	95	5	2.5	23.5	强风化	3400	4100	≥4000	
	25	51 [#]	400	95	5	2.5	27.8	强风化	3301	4000	≥4000	
	26	58 [#]	400	95	5	2.5	25.5	强风化	2800	4000	≥4000	
福华工业园	27	17 [#]	500	125	6.2	20	28	全风化		3400	3232	达极限
	28	45 [#]	500	125	6.2	26	25	粘性土		2430	2020	达极限
	29	64 [#]	500	125	6.2	18	29	全风化		4440	4040	达极限
宝安地王	30	1 [#]	500	125	6.2	8.5	17	强风化	5050	5920	6300	达极限
	31	2 [#]	500	125	6.2	2	32.8	强风化	4800	5321	≥7000	
	32	3 [#]	500	125	6.2	2.5	15.9	强风化	5151	6501	≥7000	
	33	4 [#]	500	125	6.2	3	29.3	强风化	5051	5904	≥7000	
铁路高架桥	34	S ₁	550	100	5	0.15	20.3	残积土			≥2500	
	35	S ₂	550	100	5	0.9	23.3	残积土			≥2500	
	36	S ₃	400	90	5	0.75	19.17	强风化			1600	
	37	试 1	550	100	5	50/85	20	残积土			≥2500	
	38	试 2	550	100	5	1.9/20	22.15	残积土			≥2500	
	39	试 4	400	90	5	3.3/8	14.17	残积土			1350	

试验结果与分析

表1根据39根桩统计结果表明,表中所列试桩的直径 $D=400\sim 500\text{mm}$,桩长大部分在20~30m之间,而长径比 L/D 也基本上在45~65区间范围内,桩顶的最终沉降 S_0 处于15~50mm之间,而大多数在30mm之内。由于试桩资料的分布范围比较大,因此具有一定代表性。

(1) 桩的竖向承载性状和单桩极限承载力

众所周知,当竖向荷载逐步施加于单桩桩顶时,桩身上部受到压缩而产生相对于土的向下位移,与此同时桩侧表面受到土的向上摩阻力。桩身荷载通过所发挥出来的桩侧摩阻力传递到桩周土层中去,致使桩身荷载和桩身压缩变形随深度递减。在桩土相对位移为零处,其摩阻力尚未开始发挥作用而等于零。随着荷载增加,桩身压缩量和位移量逐步增大起来。桩身下部的摩阻力随之逐步调动起来,桩底土层也因受到压缩而产生桩端阻力。桩端土层的压缩加大了桩土的相对位移,从而促使桩身摩阻力的进一步发挥。当桩身摩阻力全部发挥出来达到极限后,若继续增加荷载,其荷载增量将全部由桩端阻力承担。由于桩端持力层的大量压缩和塑性挤出,位移增长速度显著加大,直至桩端阻力达到极限,位移迅速增大而破坏。此时桩所承受的荷载就是桩的极限承载力。试桩测试结果,桩加荷后桩端阻力从30%增到90%,而桩侧摩阻力从70%降低到10%。

(2) 桩侧摩阻力分析

桩侧摩阻力是指极限荷载 Q_m ,作用下对应的桩侧摩阻力,它包括桩侧摩阻力 Q_m 和单位桩侧摩阻力 q_m 。影响桩侧摩阻力的主要因素有:桩顶作用荷载的大小、长径比(桩长、桩径)等。桩侧摩阻力随着桩顶极限荷载的增大而逐步增大。同时桩侧摩阻力随着长径比的增大存在递增的趋势,但在增长速度上表现为非线性。

(3) 单位桩侧摩阻力分析

单位桩侧摩阻力 q_m 以单位桩侧表面积的桩侧摩阻力平均值代替,平均单位桩侧摩阻力 q_m 随桩的长径比的增大而增大,同时平均单位桩侧摩阻力 q_m 随桩长的增大而递减。

(4) 桩端阻力特性分析

桩端阻力 Q_m 是指对应极限荷载 Q_u 时的桩端阻力,与桩侧摩阻力 Q_m 一样,主要受桩顶作用极限荷载及长径比 L/D 的影响。随着极限荷载的增大,相应的桩端阻力呈递增趋势,桩端阻力随桩的长径比增加而减小。

工程应用实例

深圳宝安鸿景园29层住宅楼采用预应力管桩基础,该工程由11栋17~29层住宅及两层地下室和商铺组成,裙楼采用框架结构,高层采用框支—剪力墙结构,总建筑面积21.088万 m^2 共有5栋29层高层住宅、基础采用 $\Phi 500$ 壁厚125mm,C80高强度预应力管桩共2678根。

1. 场地工程地质条件

拟建场地原始地貌为丘陵,建有若干个单层车间,厂房等建筑物,自东北到西现场地

地形由高到低各钻孔孔口标高在4.065~11.55m之间,高差变化在5.9m,分析该场地工程地质条件,整理出该场地工程地质概况,见表2

地工程地质概况表

表 2

岩土名称	岩土状态	层厚 (m)	层顶埋深 (m)	标贯击数 (击)	打入式混凝土预制桩			
					桩侧摩阻力特征值 q_{sa} (kPa)	桩的极限端阻力特征值 q_{pk} (kPa)		
						桩入土深度 (m)		
						h≤9	9<h<16	16<h≤30
素填土	松散	0.70~7.00	/	/	/	/	/	/
粘土	可塑~硬塑	2.10~3.80	1.10~1.60	7~13	30~40	/	/	/
含粘性土中中砂	稍密	2.50~4.20	0.80~5.10	8~13	25~30	/	/	/
粉质粘土	可塑~硬塑	2.60~8.30	0.80~4.00	8~10	35~45	/	/	
砂质粉质粘土	可塑~硬塑	7.10~29.20	0.00~5.30	7~29	30~40	/	/	
全风化混合花岗岩	坚硬	1.20~9.50	15.00~30.5	34~47	70~80	/	/	3500~5000
强风化混合花岗岩	土柱状砂砾状	3.20~15.50	15.60~34.0	>50	100~150	/	4000~7000	
中风化混合花岗岩	碎块状短柱状	3.20~15.50	18.80~43.7	/	/	/	/	/

2. 受检桩的施工概况

2004年3月对1372#、1347#、1449#桩进行静载试验,受检桩成桩参数见表3

受检桩成桩参数

表 3

桩号		1372#	1449#	1347#	
打桩面高程 (m)		5.7	5.7	5.7	
试桩面高程 (m)		5.4	4.9	5.2	
桩径 (mm)		Φ500	Φ500	Φ500	
壁厚 (mm)		125	125	125	
配管长度 (m)		9+7	9+6	9+10	
桩尖材料及直径 (m)		钢板 Φ380	钢板 Φ380	钢板 Φ380	
桩身混凝土强度		C80	C80	C80	
施工日期		2004/02/15	2004/02/19	2004/02/23	
入土深度 (m)		12.80	15.80	19.50	
最后 1m 锤击数 (击)		/	136	158	
总锤击数 (击)		/	630	721	
锤型锤重 (t)		/	6.2	6.2	
最后三阵 (每阵十击)	落锤高度 (m) /		/	1.6	1.6
	贯入度 (cm)	1	/	4.3	4.5
		2	/	4.0	4.1
		3	/	3.8	3.7
备注		静压桩	锤击桩	锤击桩	

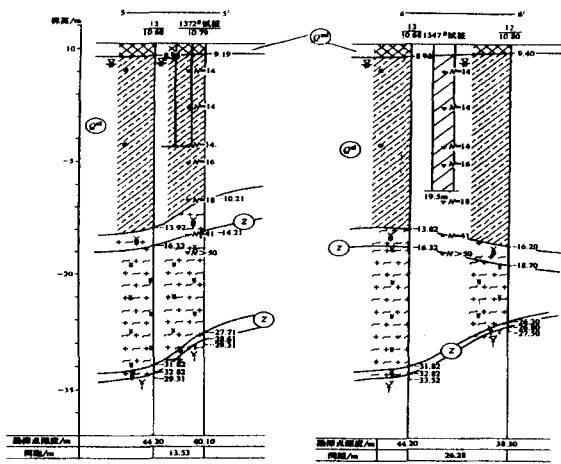


图1 1372#、1347#静载试桩入土情况及邻近钻孔剖面图

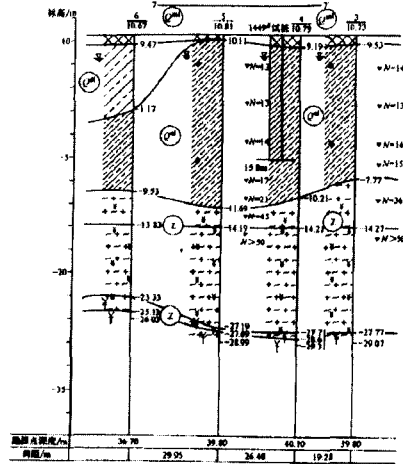


图2 1449#静载试桩入土情况及邻近钻孔剖面图

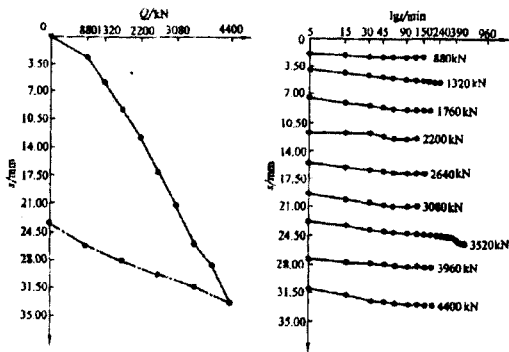


图3 1372#静载试验 Q-s 曲线与 s-lgt 曲线

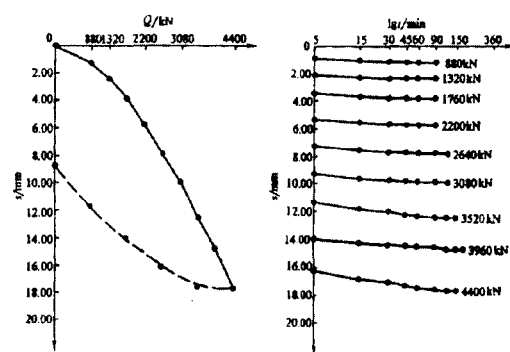


图4 1347#静载试验 Q-s 曲线与 s-lgt 曲线

静载试桩入土情况及邻近钻孔剖面图 1372#、1347#桩见图 1、1449 桩见图 2。

3. 检测结果

由现场测读的数据整理出单桩竖向静载试验结果汇总于表 4，并绘制出试桩的荷载 Q 与沉降量 S 关系曲线即 Q-S 曲线（见图 3~图 5）和沉降量 S 与时间关系曲线即 S-lgt 曲线。

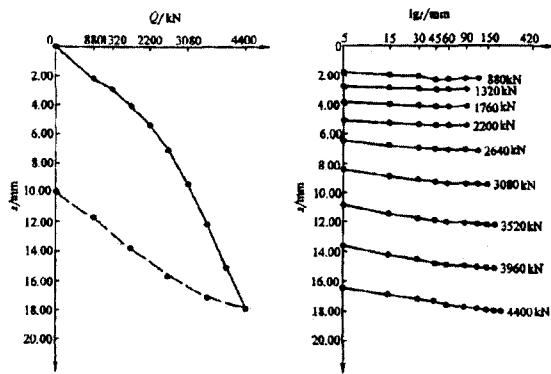


图5 1449#静载试验 Q-S 曲线与 s-lgt 曲线

试验结果汇总表

表 4

桩号	桩径 (mm)	最大试验 荷载(kN)	最大沉降 量(mm)	卸载后残余 沉降量(mm)	卸载后回 弹率(%)	设计承载力标准值及对应的 沉降量		单桩竖向承 载力检测值 (kN)
						标准值(kN)	沉降量(mm)	
1372#	Φ500	4400	33.43	23.45	29.85	2200	12.78	4400
1449#	Φ500	4400	18.03	9.86	45.28	2200	5.43	4400
1347#	Φ500	4400	17.72	8.74	50.68	2200	5.79	4400

对鸿景园工程3根预应力管桩进行单桩竖向静荷检测,其检测结果结论为:所测1372#、1449#1347共三根工程桩竖向承载力检测值到4400KN、满足设计要求。

小结

通过现场的试验研究,使预应力高强混凝土管桩可利用的设计承载力比目前提高20%~40%以上,能大大降低桩基工程造价,提高施工效率,在6个试验工地已节约桩基造价约1670万元,随着试验研究成果的推广,可大大促进深圳宝安地区建设工程中预应力高强混凝土管桩技术的应用,加快建设工程进度,降低建设成本,具有明显的经济效益和良好的社会效益。

但针对试验中所存在的问题,仍需做进一步的完善和改进。试验组将结合实际工程,继续创造条件进行必要的检测研究,争取在上部土层极限承载力,承载力恢复性能、桩尖土浸水软化、承载力与地质勘察参数的对比等方面做更深入的研究和探索。以更好地服务于工程建设。

参考文献

- [1] 广东省《预应力混凝土管桩基础技术规程》(DBJ/T15—22—98), [S].
 [2] 徐至钧、李智宇《预应力混凝土管桩基础设计和施工》, [M]. 机械工业出版社 2005年4月



倾斜危楼地基加固补强顶升纠偏实例*

陈国政

陈守安

(中国有色金属工业西安勘察院基础托换工程公司 西安 710054)

惠兴田

(西安科技大学建工学院 西安 710054)

[摘要] 甘肃红会四矿教学塔楼, 因被水浸泡, 造成地基下沉、墙体严重开裂倾斜, 地圈梁悬空多处断裂, 倾斜率达15.6‰, 将要拆毁危楼经采用预压桩托换地基加固顶升纠偏治理后, 转危为安。本文介绍了设计、施工与有关试验及成果, 通过成果分析, 顶升纠偏是成功的, 技术可靠。为类似工程提供可行经验。

[关键词] 预压桩; 地基加固; 顶升纠偏

前言

新建或已建建筑物当基础砌置在人工填土、湿陷性黄土地层上, 一旦被水浸泡, 地基承载力大幅度降低, 就不可免地出现程度不同的不均匀沉降, 从而导致地基下沉、地圈梁断裂错位或悬空、结构墙体裂缝与倾斜, 由于没及时控制地基稳定使其发展恶化变成危房, 为了安全, 有的强行拆除数层采用卸载办法暂缓危情, 还有的就全部拆除, 从而给国家浪费大量资金, 实为可惜。

对这种危险建筑物地基必须采取有效可靠的加固纠偏措施, 以恢复其正常使用功能。但它的难度、风险是较大的, 我们通过对类似工程研究和实践, 取得了成功经验。地基加固顶升纠偏方法很多, 其中预压桩托换技术最佳可行。其优点突出, 具有直观人为可控等特点。近年来作者在陕西、山西及甘肃等地所承担11项砖混结构(1~6层)危房和9项框架结构独立基础的危险建筑加固纠偏工程中应用此法, 均较快而可靠的控制地基稳定, 随后经顶升纠偏效果极为理想, 达到恢复正常使用功能。

类似工程竣工后, 至今经过2~10年多, 经过回访、观察, 建筑物结构体系完好, 一直正常使用, 实践证明该项技术已经发展为一种有效的可控加固纠偏工艺。本文对甘肃红会四矿教学塔楼地基加固顶升纠偏的成功实例做如下介绍, 说明这项技术应用实际效果可

* 收稿日期: 2006年6月

靠。

工程概况

甘肃红会四矿教学塔楼建于1990年,坐北朝南,系三层砖混结构,东西向长15.7m,南北宽12.0 m,总高度13.4 m,地面下设有地圈梁,其下为砖砌大放脚条形基础,基础宽1.1~1.7 m,埋深4.6 m,地基处理于砖基下有0.6~0.8 m厚块石砌筑。该楼房东半部有三个开间,尺寸为3.3×5.0m和一道通廊,西半部为两个大开间,按荷载计算,东半部重5678kN,而西半部重4134kN,东半部较重,大于西半部为1.37倍。东侧山墙内外地下埋置有地下暖气管道,东北角仅距5.0 m处为自来水水源地。基础持力层分别为松散人工填土和高湿陷性黄土,承载力低。

该楼建成后经投入使用至1993年发现地基产生不均匀下沉、结构墙体开裂、倾斜,当时贴骑缝纸条观察,时隔不长断裂,地基不稳定,发展恶化。造成地基病害特征为:

- 1) 楼房周边混凝土地面下陷成洼“凹”型;
- 2) 结构墙体横向、垂向及斜向产生严重开裂,缝宽1.0~12.0cm,长1.0~2.5m,内外贯通,碎块自动脱落,详见后面图7。
- 3) 地圈梁多处悬空断裂;
- 4) 楼房整体向东北方向倾斜,并带动门柱明显倾斜,倾斜值为21.0cm,倾斜率达15.6‰(参见图9),远超出规范值(7‰)的要求,面临倒塌危险,按《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99)判定,实属危房,故人员被迫撤离脱险。

于2003年4月,作者接受业主邀请,经过现场踏勘、调查、收集资料、进行结构强度试验等,经综合研究分析认为:该建筑虽实属危房,但只要采取有效措施、选择可靠方法,采用预压桩托换地基加固补强顶升纠偏技术,可恢复正常使用功能,有继续使用价值。为此提出治理危楼方案。

本场地未进行《岩土工程勘察》,根据了解附近地质资料和挖操作坑揭露得知:

场地东半部为较深的垃圾坑,由上而下地层为:

1) 0.00~4.60m杂填土(Q_4^{ml}):主要由建筑垃圾、粘性土砖石瓦片组成,呈松散流塑状态。

2) 4.60~6.30m混粒砂(Q^{dl+pl}),褐色,含多量粘性土少量碎石,处于饱和状态。

3) 6.30m以下即基础持力层为高湿陷性黄土(Q_4^{cal}):局部含粉砂薄层,厚度不详。

场地西半部为黄土,据土工试验资料为:

1) 未被水浸或轻微部位,天然含水量 $W=15.5\%$,湿陷系数 $\delta_{sz}=0.051$,自重湿陷系数 $\delta_{sz}=0.071$ 。

2) 被水浸严重部位,天然含水量 $W=29.2\%$,湿陷系数 $\delta_{sz}=0.002$ 。

综合判定场地地基土具有自重湿陷性。

教学塔楼地基产生不均匀下沉,导致墙体严重开裂、倾斜,根据现场踏勘、调查和所挖操作坑揭露,经分析主要原因如下:

1) 建前无岩土勘察资料, 未按照《湿陷性黄土地区建筑规范》有关规定, 采取防水排水措施处理。

2) 管理不善, 位于东北角处自来水管经常放水无人关闭, 形成向地下注水水源地, 使水渗入地基中长期浸泡湿陷、软化。

3) 地下管道多处破裂产生大量漏水, 挖操作坑发现坑壁有大量渗水, 坑底有水流通过, 呈饱和状态, 从而严重浸泡地基土, 导致土质软化。

4) 地基处理欠佳, 据挖操作坑观察基础下无灰土垫层。

5) 据结构荷载计算, 东半部自重>西半部, 为1.37倍, 故导致向东倾斜。

综合上述分析认为: 基础持力层主要被水长期浸泡湿陷、土质软化, 承载力大幅度降低。从而导致地基过量不均匀沉降, 它是造成建筑物结构严重破损和倾斜的主要原因。

地圈梁检测及结构强度试验

经观察地圈梁质量低劣, 表面出现蜂窝麻面, 并多处断裂, 而结构体系的裂缝极为严重, 当压桩、顶升施压时能否满足要求? 为了解提供的设计依据, 对地圈梁断裂缝宽进行了测量; 对结构体系强度采用快速简便回弹仪测定方法进行试验, 其结果见表1和表2。

地圈梁断裂宽度测量结果表

表1

试验位置桩编号	9	10	12	14	15	16	18	21
地圈梁断裂宽度 b(mm)	1-3	2-3	2-20	1-4	2-8	2-4	1-2	2-3

回弹仪测定结构体系强度试验结果表

表2

试验位置桩编号	砖砌体 R_m (MP_a)			试验位置桩编号	地圈梁 R_m (MP_a)		
	频数 n	范围值	所占百分比 (%)		频数 n	范围值	所占百分比 (%)
5、6	3-4	16-18	17	4、5、12	3-4	12.6-16.5	25
4、7、10-12、15、16、18、19及22	3-7	21-39	85	8-10、13-18及20	3-4	21.3-34.0	75

注: 建筑物结构体系强度值, 通常当 $R_n \geq 20MP_a$ 时, 认为满足要求。

由上表据统计得知:

1) 结构砌体强度值 $R_m < 20MP_a$ 占 17%, $R_m > 20MP_a$ 占 83%。

2) 钢筋混凝土地圈梁强度值 $R_m < 20MP_a$ 的占 25%, $R_m > 20MP_a$ 的占 75%。

安全度评价

1. 由试验结果表明: 砖砌体结构强度 R_m 除少部分不符合要求外, 大部分均满足要求, 尽管桩编号12部位的地圈梁出现了两道裂缝(缝宽2~20mm), 表面有蜂窝麻面, 强度仅为 $16.5MP_a$ 较低, 但邻桩桩编号8与13号强度为 $R_m = 24.7 \sim 26.8MP_a$, 平均 $25.8MP_a$, 表明满足要求。由此根据经验认为: 只要对地圈梁断裂部位采取有效的补强措施, 如增加托梁,

可满足压桩力的要求, 则对顶升施工可以保证安全进行。

2. 据施工前调查, 楼房即使出现较大的裂缝、倾斜, 但结构体系除一层中部纵墙出现裂缝较宽通透外, 其它部位均良好无损体系完好, 通过预压桩地基加固补强顶升托换, 可恢复正常使用功能, 有继续使用价值。

3. 房屋结构底部有地圈梁直接支托结构荷载。受力状态符合砌体承重结构中的房屋刚度标准, 如: 房屋的长、高比 $L/H=15.7/13.4=1.1<2.5$, 承重横墙较多, 墙距较小(最大墙距3.3m), 各受力总横墙互相连接好, 有利于整体传力。

综合上述分析: 这座楼房具有较好的整体刚度, 当出现较大整体倾斜后, 楼房外型及上部结构未出现严重破损, 是适宜采用压力顶升纠偏施工。

地基加固补强顶升纠偏设计

根据教学塔楼出现严重地基病害, 导致结构墙体开裂、倾斜具体情况, 结合地质条件, 经综合分析认为。选择“预压桩地基加固顶升纠偏托换技术”^[1]治理地基病害为最佳方案。因该法机理明确、直观性强、人为可控、技术可靠、施工速度快且节省资金, 故而被采用。

1. 预压桩加固顶升纠偏基本原理

预压桩是借建筑物上部结构荷载作反力, 于地圈梁(或基础)底面中心下用千斤顶进行压桩, 当压桩力达到设计要求时终止, 随后确定常数压力保持恒等控制稳定。顶升技术是以桩顶作反力, 设置若干顶升点施压上抬地圈梁(或基础)上部结构荷载, 使建筑物沿某一直线(点)作平面移动, 即可使倾斜建筑物得到纠正。经托换有效阻止桩顶回弹, 并形成向上的反力, 从而可控制地基稳定和防止复倾作用, 达到加强地基提高承载力的目的, 最后将顶升空隙浇灌砼并用振动棒震捣实连成整体, 建筑物就可恢复正常使用功能。

顶升纠偏过程是一种地基沉降差异快速补偿过程, 也是地基附加应力瞬时重新分配的过程, 使原沉降较小处附加应力增加。实践证明, 当地基沉降接近稳定时, 可通过顶升纠偏技术调整不均匀沉降。

鉴于属于危楼且地基尚未稳定, 结合砌体强度试验结果确定, 先抢险进行地基加固补强, 待控制地基稳定后再进行顶升纠偏, 设计如下:

2. 地基加固补强设计

1) 预压桩桩身材料规格、尺寸和强度设计为钢筋砼预制桩, 截面尺寸为 $200\times 200\text{mm}$, 强度 C_{30} , 配 $\Phi 12$ 螺纹钢筋 $\Phi 6$ (a)150箍筋。

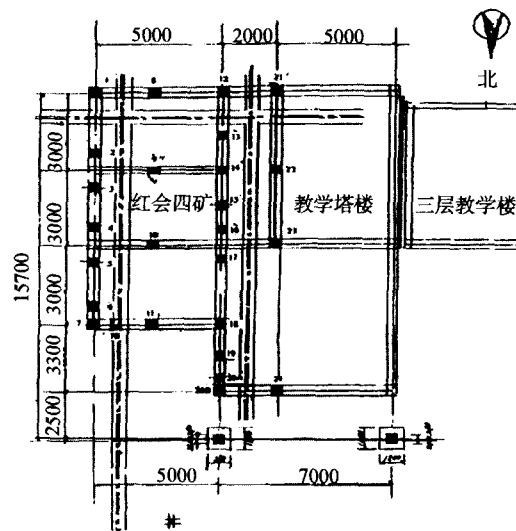


图1 静压桩托换地基加固补强竣工图

2) 桩身分段每节长度为1.2m、1.0m、0.8m平桩,底节尖桩长1.2m,60度的四棱锥角,接桩采用桩端钢板对焊。

3) 布桩在下沉较大东侧部位,总面积约占三分之二较密些,纵墙地基下桩距为1.5m,横墙下桩2.5m,在沉降较小的西侧部位总墙基下桩距3.0m为保护桩。总计26根桩,其平面位置见图1所示。地基加固补强设计达到建筑物结构总荷载的60%强。

4) 建筑物结构总荷载按下面经验公式计算为:

$$\sum Q = L \times 33 \text{ kN/m} \times n \times k = 9979.2 \text{ kN}$$

式中 $\sum Q$ —建筑物总荷载(kN);

L—条形基础长度(m) L=84 m;

K—荷载系数(k=1.2)。

5) 单桩承载力标准值设计为 $R_k=256 \text{ kN}$ 。

6) 压桩终止压力P,按压力控制满足式: $P_{\text{终}} \geq 1.5R_k$,即 $\geq 400.0 \text{ kN}$ 。压桩结束要施加常数压力保持恒等稳定,待顶升。

7) 为可靠的对地基正确评价指导施工,要选择代表性工程桩按现行规范做单桩静载荷试验(以下简称试桩)。

3. 地基加固补强施工

按《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123-2000)^[2]有关要求,结合实际具体情况施工顺序方法为:

1) 按平面布置,贴近墙体挖竖坑,于地圈梁底面下凿洞,对硬层采用空气压缩机送风,风镐掘进,破除石块,基础以上至地圈梁4.0 m厚的砖砌体。

2) 下尖桩,埋桩捣实,下平桩用电焊机焊接桩,再下平桩焊接后捣实,如此反复进行直至达到方便操作压桩高度止,开始正式压桩。

3) 压桩采用地面电动油泵施压观测,坑下操作二者互相配合进行。

4) 当压桩力达到设计要求止,撤除压桩千斤顶,随后安置托换支架顶千斤顶,给出2/1压桩终止压力,保持恒压稳定。

5) 进行试桩。

6) 将所有顶升桩的操作坑回填夯实到适宜高度,以能进行操作顶升施压方便为准,待顶升纠偏。

4. 顶升纠偏设计

顶升纠偏法是根据上述基本原理,仅对沉降较大部位顶升,而沉降小的部位仅作分离及同步转动,其目的是将已倾斜建筑物纠正。

1) 根据实践经验公式计算本工程顶升纠偏上抬力设计为:建筑物总荷载 $\sum Q$ 的66%,即6586kN,顶升方向由东向西顶。

2) 顶升分为以下三段同步进行:一是先在东侧纵墙和横墙沉降较大部位施压顶升,即在编号1-7及7B和桩编号8-11,施压后要保持压力。二是在中间纵墙沉降居中部位,再施压顶升,即桩编号12-19及20A、20B。三是桩编号21-24沉降较小部位为保护桩,为避免先前二段施压顶升后地圈梁脱空损坏结构墙体发生裂缝,需要补压为前段施压一半,要及时

施压并保持压力恒等不得回压。上述各段经过多次反复循环进行,每段施压后要保持恒压,待下一回次顶升增压。一直满足规范要求止。

3) 据倾斜值计算,最大顶升量为18.8cm,则倾斜率 $e=0$,但要控制倾斜率小于4‰,满足规范要求。

4) 根据经验顶升纠偏后倾斜率能在短期内得到控制,而对迫降的一侧沉降速率的收敛则需要较长的时间,二者应兼顾,为避免矫枉过正,要留有一定的纠偏量。

5. 顶升纠偏施工

在压桩、试桩的基础上,作好顶升前必要的准备工作如下:

1) 在桩顶上安置托换支架和代有压力表的千斤顶,选择统一常数施压,保持恒压稳定。

2) 固定观测点,分为地面百分表精测,墙体上水准仪详测及垂线锤于墙角下吊测,以便实施监控。

3) 顶升施压分段,按设计要求同步进行。

4) 试顶:首先将各桩顶统一调整预定压力1/2为常数,保持压力稳定,经全面检查无异常,进行正式顶升。

5) 正式顶升设专人统一指挥,操作人员各负其责,按统一指令施压顶升、观测等。

6) 顶升施压要分段、分级缓慢同步进行,开始每10分钟一个回次,顶升量控制为1-3 mm,待建筑物地圈梁离开砌体后再逐级施压控制顶升量为4-6 mm。

7) 当发现加压不保压小于前次数值,而顶升量成直线上升时,这时注意观察墙、柱结构变化情况,如无异常方可进行下一阶段施压顶升,当回压时及时补压保持常数压力值,这时控制顶升量为6-10 mm 一个回次。如此反复补压控制压力稳定。

8) 根据施压顶升成果经统一分析及及时调整各级顶升力和顶升量。

9) 经过多次施压顶升,反复补压控制压力稳定,当顶升量和倾斜值达到设计要求时终止(照片5-6)。

10) 基础下桩式托换参见文献^[3]和图2。纠偏达到要求随后进行托换,桩顶千斤顶保持压力,托换支架两侧并排千斤顶施压大于顶升压力和压桩终止压力,取出顶升千斤顶,将截好的 $\Phi 159$ mm 钢管塞入桩顶与地圈梁间,对钢管上、下两端用电焊焊接牢固,托换完毕。

11) 回填夯实至桩顶下0.2 m止,以上浇灌混凝土强度 C_{20} ,并用振动棒捣实,使其与原基础连成整体。对地面恢复原貌。

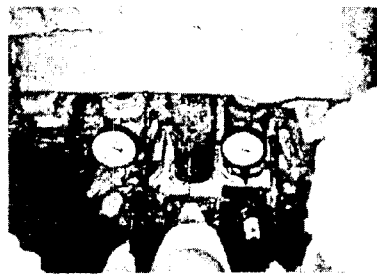


图2 顶升纠偏结束采用托梁
正在进行桩式托换全貌

预压桩托换地基加固顶升纠偏成果分析及评价

本工程依据设计方案施工、试验所获得的资料经整理计算、统计，其成果分析与评价为：

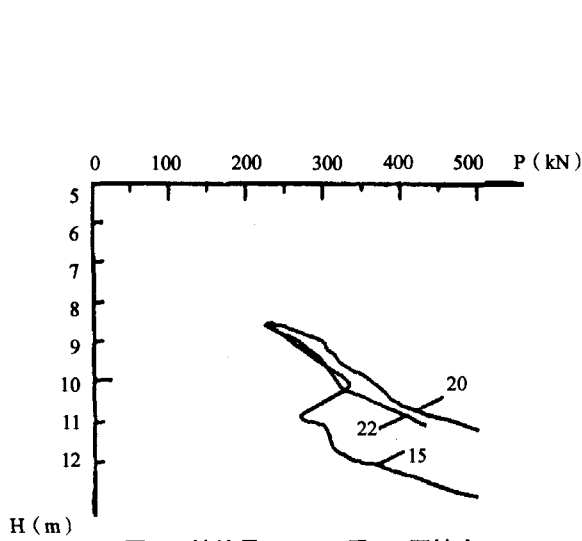


图3 桩编号15、20及22压桩力 P-桩尖入土深度 H 关系曲线

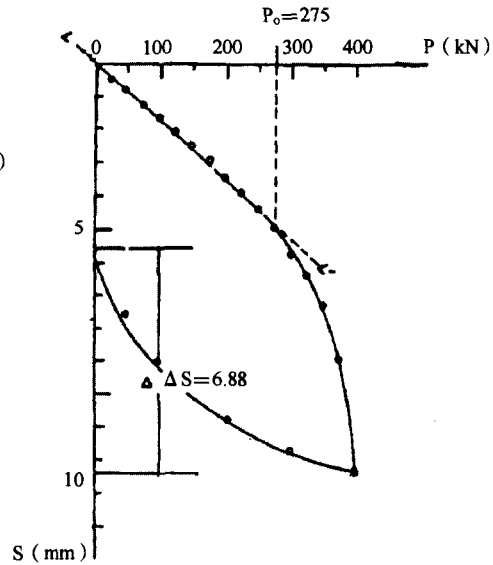


图4 桩编号15试桩压力 P-沉降 S 关系曲线

1. 预压桩

据26根预压桩结果，典型压桩力P与桩尖入土深度H关系代表性曲线绘制图3所示。

由此得出：

1) 桩尖入土深度H，除桩编号7B、20B最小为0.40~0.50m外，其余均为10.10~12.96 m，平均11.22 m，桩尖均进入力学性能较高的土层中，深达1.50~2.00 m。

2) 压桩终止压力P为356.2~500.0 kN，平均442.2kN，相比大于设计值，为1.13倍，表明满足设计要求。

3) 桩尖入土深度与压桩力关系，是压桩力随着桩尖入土深度增加而增大，但不成比例，有时曲线成反常倒转，原因与土层软硬不均匀地基被水浸泡强度降低不同所致。

2. 试桩

试验压力 P-沉降 S 关系曲线图见图 4，结果列入表 3。

基础下试桩结果汇总表

表 3

桩编号	桩尖入土深度 H(m)	试验终止压力 P(KN)	比例界限 P ₀ (KN)	对 P ₀ 相对应沉降 S(mm)	总沉降量 ΣS(mm)	总回弹量 ΣΔS(mm)	单桩承载力标准值 R _k (KN)	取 S=5mm 对应压力 P _s (KN)
3	11.75	400	275	5.52	14.0	7.47	268	250
5	11.32	400	275	4.52	13.6	5.25		280
15	12.07	400	275	5.10	13.38	6.88		275
20	11.45	350	225	4.76	15.20	5.34		230
平均			262.5	4.97				258.8

由图4与表3成果资料得知：试验的比例界点P₀值为225~375.0kN，相对应沉降平均

4.97mm, 小于桩顶允许沉降 $S=5\text{ mm}$, 并在P-S曲线弹性变形段内。单桩承载力 P_k 值得确定, 根据顶升纠偏力的作用, 它是以桩顶作反力向上抬高上部结构荷载, 故采取从强度稳定条件和变形双控制方法为安全, 故取 P_0 最大平均值法, 作为本工程单桩承载力标准值 $R_k=268\text{KN}$ 。相比实测值大于设计值, 为1.03倍。表明满足设计要求, 因此, 建筑物顶升纠偏后经托换, 可保持地基稳定, 结构安全。

3. 顶升纠偏

压桩结束, 在该楼东半部占面积约3/4范围内布置26台带有压力表的千斤顶控制加压顶升点, 顶升前保持常数压力恒压稳定, 然后逐渐施压上抬基础(见图5), 实测顶升压力 P_{\perp} -顶升量 S_{\perp} 关系曲线绘制图6, 有关结果列入表4。



图5 采用千斤顶组施压顶升上抬结构荷载离开空隙达170mm 实况

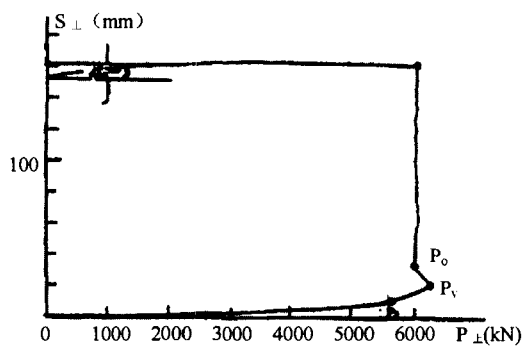


图6 教学塔楼顶升力 P_{\perp} -顶升量 S_{\perp} 关系曲线

楼房倾斜顶升纠偏结果对比表

表4

建筑物顶升荷载 P (kN)				实测最大顶升量 S_{\perp} (mm)	实测最大下沉量 S_f (mm)	实测倾斜值 S_H (mm)		倾斜率 (‰)	
顶升前估算 P_n	极限 P_U	比例界限 P_0	常数 P_D			顶升前	顶升后	顶升前	顶升后
6237	6225	5588	6060	170	200	210	30	15.6	2.2

由上述结果得知:

1) 顶升力 P 施加达6225KN, 实测东北角最大顶升量 S_{\perp} 达170mm, 倾斜率由15.6‰减至2.2‰, 远小于《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99)中规定的允许值7‰, 表明满足设计和使用要求。

2) 顶升当出现极限荷载 P_U 后, P_{\perp} - S_{\perp} 曲线明显倒转, 表明克服了墙周壁土自重摩擦力、基底粘结力等约束力, 当基础底面脱空时, 就是需顶起结构荷载的力 P_D , 在此阶段后顶升力大小不均匀, 但接近属于常数, 而曲线成近似直线上升。

4. 顶升纠偏托换后卸荷回弹

试验结果见表5。

托换后回弹观测结果表

表5

观测时间	托换后观测回弹值 S_{F} (mm)	施工阶段
2003-5-18	4	托换完毕
2003-5-19	1	浇灌砼承台
2003-5-20	0	恢复原貌
2003-5-21	0	施工全部结束
2003-5-22	0	施工全部结束

综上所述得出:

顶升纠偏结束,据资料统计托换压力 $P=400.0\sim 562.5\text{KN}$,平均 412.5KN ,大于压桩终止压力,卸荷为零回弹 S_{F} 为 $1\sim 4\text{mm}$ 。分析原因是:顶升是以桩顶作反力向上抬高基础,当达到预定顶升量 S_{L} 时托换后,由于结构荷载座落在桩顶上时,就形成反力,而相对压实,故必然产生微小沉降,其值大小与桩头接触面程度、打入钢楔松紧等有关,但它属于弹性变化,随后经过应力调整可控制地基稳定不再产生新的沉降。上述施工结束观测值 S_{F} 为零就是说明。

5. 顶升纠偏效果

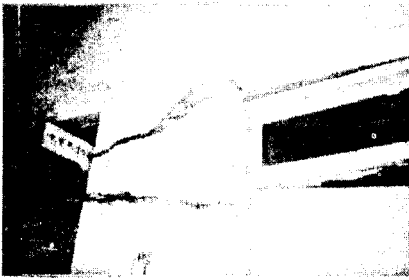


图7 加固纠偏前结构墙体严重开裂缝

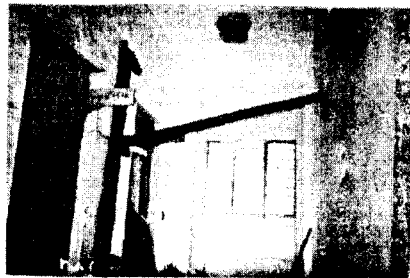


图8 加固纠偏后结构墙体裂缝闭合
外观宽 $1\sim 12\text{cm}$,长大于 1.5m 实况

本工程施工经历32天,当地基加固补强控制地基稳定后顶升纠偏仅用4天最大顶升高度达 170mm ,由原来倾斜率 15.6‰ 降至 2.2‰ ,远小于规范允许值(7‰),满足规范要求,而且墙体裂缝闭合(见图8)、错位门窗回原位,对楼房结构墙体未造成任何损伤,完全达到纠偏目的,从而化险为夷!经过对砌体裂缝修补粉刷,旧貌换新颜,随后恢复安全使用。实践证明顶升纠偏是成功的。

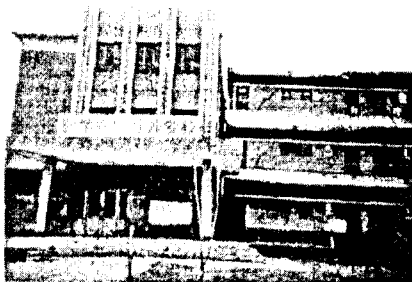


图9 顶升纠偏前塔楼倾斜率达
 15.6‰ ,属危楼实况

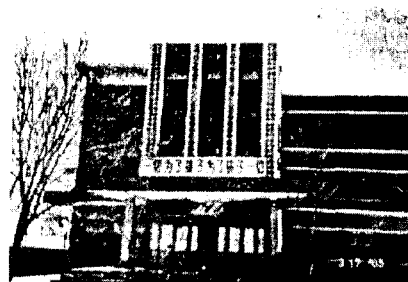


图10 顶升纠偏后塔楼倾斜率回到 2‰ ,满足规
范要求,转危为安,经使用2年多无异常变化

顶升纠偏至今将近3年过去了,经过回访观察,时间验证地基稳定,结构完好无新的异常,未出现回倾现象,一直正常使用,业主表示称赞非常满意。顶升纠偏前后实况对比见图9与图10。

图9与图10是纠偏前后间隔2年之多的写真,图10是经过时间验证保持垂直无变化的事实写照,由此充分证明纠偏后确保楼房安全使用,其效果是可靠的。

6. 经济效益对比

教学楼由于出现严重的地基病害成为危房,业主恳希治理,曾请名人鉴定处理,但被判死刑主张全部拆毁重建。当时据行家的概算,从拆毁至建成同原来一样楼房需要一年时间,费用估算为128万,据采用加固顶升纠偏法治理施工仅一个多月完成,只用去15万元,加上结构墙体裂缝修补及管道检修更新等用去6万元,总计为21万元。相比节省资金约100多万元。

结语

1、本工程出现严重地基病害,实属危楼,经采用预压桩加固补强顶升纠偏法化险为夷!它具有施工简单、安全可靠、人为可控、质量有保证、快捷有效和工程造价低等优点。

2、本文方法适用于独立基础、地圈梁满足压桩反力要求的各类建筑物,对地圈梁断裂强度不够达到压桩反力要求时,增加托梁使其强度达到反力是可行的。

3、对顶升点上端支顶地圈梁、基础及下端底座砖砌体上,顶升前必须进行强度试验,当强度达到提供反力要求时方可进行,否则要采取措施。

4、据试桩顶升力 P_{\uparrow} 要控制 \leq 单桩承载力标准值 R_K ,可确保桩顶不动具有足够反力达到安全顶升目的。

5、为防止复倾,顶升纠偏结束,要分段同步托换,托换压力 P 要大于顶升压力,日后就不会出现复倾现象。

6、本工程设计与施工达到了理想纠偏效果,采用预压桩施压顶升纠偏法,是一种人为可控、直观、技术可靠的有效方法,从而获得了明显的经济效益和社会效益。

参考文献

「1」张永均、叶书麟主编《既有建筑地基基础加固工程实例应用手册》, [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.1.P69—200.

「2」(JGJ123—2000)《既有建筑地基基础加固技术规范》, [S]. 北京: 中国建筑工业出版社. 2000.

「3」陈国政. 桩式托换桩基纠偏顶升工程实例, [J]. 岩土工程学报. 1993 (2).

某建筑物复合地基处理工程实例分析*

张伟璠

(浙江省地质矿产工程公司 杭州 310016)

朱建才

张国光

(浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院 杭州 310012)

[摘要] 对某多层建筑物杂填土与素填土地基采用高压旋喷桩复合地基处理, 提高地基承载力, 静载荷试验结果表明, 地基处理效果良好。

[关键词] 杂填土; 高压旋喷桩; 复合地基; 桩土应力比; 荷载分担比

工程概况

某拟建建筑物为6层框架结构加一层车库, 基础为筏板基础, 筏板厚度为400mm, 筏板基础荷载为135kN/m²。该工程设计采用浅基础, 埋深2.2m。由于浅部土层为杂填土与素填土, 杂填土层相对较厚, 不能直接采用天然地基形式, 需作地基处理后方能将浅部土层作为持力层。

工程地质条件

拟建场地地层自上而下描述如下:

- ①-1杂填土: 灰褐色、松散, 含碎石、砖瓦等杂填土, 局部为块石, 层厚1.0~4.5m。
①-2素填土: 灰褐色、灰黄色, 松散, 主要为粉质粘土。层顶高程为7.9~7.1, 层厚0.7~1.8m。
② 砂质粉土: 灰黄色、灰褐色、灰色, 湿, 稍密, 无光泽反应, 干强度低, 韧性低, 层厚2.3~0.5m。
③-1砂质粉土: 灰黄色、灰褐色、灰色为主, 很湿, 中密为主, 部分稍密, 局部为粉砂, 摇振反应迅速, 无光泽反应, 干强度低, 韧性低, 层厚3.4~2.40m。
③-2砂质粉土: 灰黄色、灰褐色、灰色为主, 很湿, 稍密~中密, 摇振反应迅速, 无光泽反应, 干强度低, 韧性低, 层厚5.4~3.7m。各土层主要物理力学性质指标参见表1。

* 收稿日期: 2006年6月

地基处理方案选择

根据该工程的基础类型、场地的工程地质条件以及周围环境条件,对地基处理方案进行分析:

本工程设计为浅基础,浅部杂填土与素填土层不能直接应用,若用③-2砂质粉土层,则须进行大开挖,进行基坑围护,做地下车库,造价相对较高;因此决定采用复合地基方案,考虑到场地四周均有居民住宅,尽量避免使用噪音较大的地基处理方案,经多种方案比较,最终采用高压旋喷桩复合地基:采用直径为800mm的高压旋喷桩可以形成抗压强度较高的竖向增强体,桩与土共同作用形成较好的复合地基,提高地基承载力,且造价适中。

各土层主要物理力学性质指标

表 1

层号	土层名称	w(%)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	e	压缩模量(MPa)	地基承载力特征值(kPa)
1-1	杂填土		(18.00)		(3.0)	(100)
1-2	素填土		(18.4)		(3.0)	(100)
2	砂质粉土	27.4	19.6	0.758	6.0	100.0
3-1	砂质粉土	37.8	18.0	1.09	10.0	150.0
3-2	砂质粉土	40.0	17.8	1.15	8.0	140.0

复合地基处理设计与计算

本工程进行地基处理的目的是为了提高杂填土层的承载力,因此按复合地基承载力满足要求进行设计。设计中取水泥含量为35%,单桩竖向承载力由桩-土体系的强度决定,桩体单位面积承载力特征值 f_{pk} 等于360kPa,桩间土地基承载力特征值为100kPa。根据设计提供的资料,复合地基承载力特征取135kPa;计算置换率(m),得置换率为15%。

根据置换率、桩的横截面积与场地处理面积,经计算得理论布桩数量 n_p 为301根,实际布桩数为347根。

根据上述设计,对复合地基沉降进行验算,复合地基沉降压缩量 s 为加固区土体压缩量(s_1)与加固区以下部分下卧层压缩量(s_2)之和,加固区土层压缩量采用复合模量法计算,经验算,复合地基沉降压缩量相对较小,满足设计要求。

单桩与复合地基静载荷试验

本次试验反力装置采用压重平台反力系统,试验荷载由油压千斤顶施加,通过置放于承压板上的千斤顶所产生的竖向力将荷载传递给桩或者复合地基。在高压旋喷桩单桩竖向承载力试验中,放置厚30mm、面积为 0.5m^2 的圆形承压钢板;在复合地基承载力试验中,底部放置厚20mm, $1.5\text{m}\times 1.5\text{m}$ 的方形承压钢板,上部放置厚30mm, $1.0\text{m}\times 1.0\text{m}$ 方形承压钢板。

在拟建场地共选取了5个试验点,其中高压旋喷桩单桩竖向承载力试验为1#, 2#, 3#共3个试验点,复合地基承载力试验为4#, 5#共2个试验点,下图1与图2分别为某单桩承载力静载荷试验点与复合地基承载力静载荷试验点。

根据各试验点的结果,高压旋喷桩单桩竖向极限承载力与复合地基极限承载力均满足 2 倍承载力特征值要求。

在复合地基载荷试验中,为了测定复合地基土中桩土荷载分担比和桩土应力比,在荷载板下埋设钢弦式土压力盒,每个试验埋设 4 个土压力盒。桩间土的应力为 4 只土压力盒所测结果的平均值,桩顶应力由总荷载、桩间土应力及桩顶和桩间土的面积换算得到。

图3是复合地基的桩土应力比随荷载增加的变化过程。结果表明,对于刚性荷载板下复合地基,随着荷载的增加,当荷载超过某一数值后,桩土应力比达到峰值。最大的桩土应力比为10。从图中曲线也可以看出,一开始,随着荷载增加,桩土应力比呈略微下降趋势,这可能与表层杂填土相对松散有关,随着荷载增加,杂填土被压实,桩间土应力增大,桩土应力比下降。

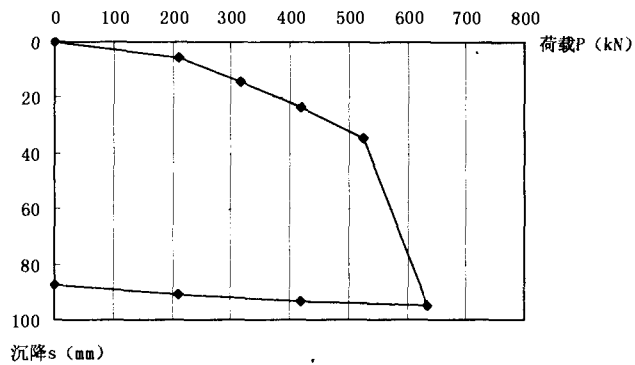


图 1 单桩静载荷试验荷载—沉降曲线图

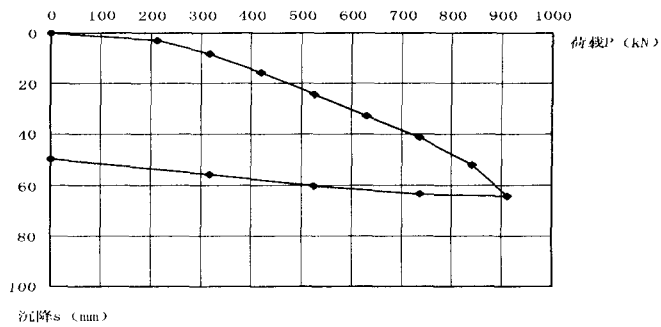


图 2 复合地基静载荷试验荷载—沉降曲线图

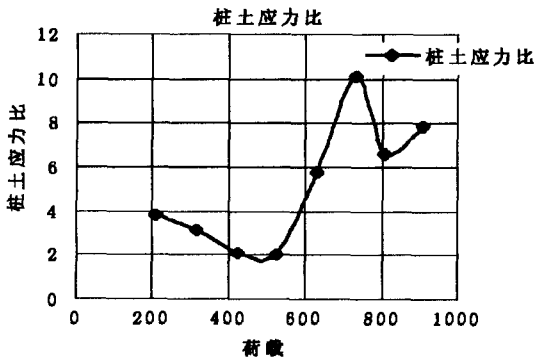


图 3 复合地基荷载—桩土应力比曲线图

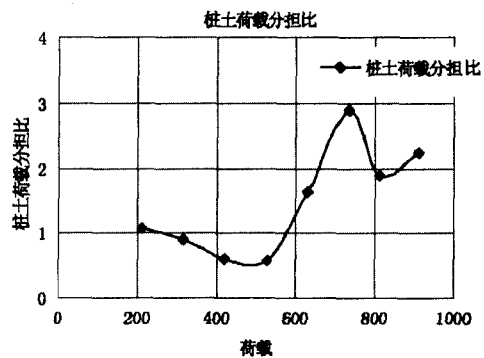


图 4 复合地基荷载—桩土荷载分担比曲线图

桩土荷载分担比是指桩体承担的荷载与桩间土承担的荷载比值,图4为复合地基桩土荷载分担比曲线。从荷载分担比曲线可以看出:荷载较小时,桩顶承担的荷载一般比桩间

土承担的荷载小,也即开始施加荷载时,大部分荷载由桩间土承担。这主要是由于虽然在开始时桩顶的应力大于桩间土的应力,但在荷载板下桩间土的承载面积远大于桩顶的面积,使得桩间土承受的荷载较大。随着荷载的增加,桩和桩间土承担的荷载均有所增加,但大部分荷载由桩承担,桩间土承担荷载比例逐渐减小,桩体效应逐渐明显地体现出来。当荷载超过某一数值后,桩体的承载力已全部发挥,桩土荷载分担比达到峰值。随后,桩体承担的荷载比例下降,桩间土承担的荷载比例上升。

结语

1. 本工程场地杂填土与素填土层较厚,静载荷试验结果表明,采用高压旋喷桩复合地基可以较好地改良土质,提高地基承载力,满足设计要求。

2. 试验表明,对于刚性荷载板下复合地基,随着荷载的增加,当荷载超过某一数值后,桩土应力比达到峰值。本次静载荷试验中,最大的桩土应力比为10。

3. 荷载较小时,桩顶承担的荷载一般比桩间土承担的荷载小,大部分荷载由桩间土承担。当荷载超过某一数值后,桩体的承载力已全部发挥,桩土荷载分担比达到峰值。

参考文献

- [1] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 龚晓南主编. 地基处理手册(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [3] 李海芳. 路堤下复合地基沉降计算方法研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2004.

第十三届亚洲土力学及岩土工程会议征文通知

2007年12月10—14日

第十三届亚洲土力学及岩土工程会议由印度岩土工程学会(Indian Geotechnical Society)主办,将于2007年12月10日—14日在印度加尔各答召开。会议网址请登陆: www.13ARC2007.com。

会议主要议题: (1)土的物理力学特性; (2)热带和问题土; (3)基础和地基土相互作用; (4)交通和地下结构中的岩土工程; (5)城市地下工程; (6)岩石工程和隧洞; (7)大坝工程; (8)地震工程; (9)环境岩土工程; (10)地基处理; (11)自然灾害防灾减灾; (12)土工合成材料和天然植物; (13)破坏和实例分析; (14)专家系统和神经网络。

提交论文: 论文需要向中国土木工程学会土力学及岩土工程分会提交。论文全文最终向大会提交的时间为2007年3月31日。会议论文集分为两册,第一册为所有接受的论文,第二册为主题报告的论文。

论文摘要请提交至中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; cimge@tsinghua.edu.cn, 注明“第十三届亚洲土力学及岩土工程会议”。

(中国土木工程学会土力学及岩土工程分会 供稿)

高压旋喷桩在结构物基底补强中的应用*

周海波

(新台高速公路有限公司 广州 510100)

【摘要】本文以实际工程项目为背景,详细介绍了采用高压旋喷桩加固高速公路深厚软土地基中,类似盖板涵的结构物基底补强设计方案和质量控制措施。通过对现场观测资料的分析,总结出一些有益经验,为解决类似工程问题提供一种途径。

【关键词】高压旋喷桩;结构物;基底补强

我国沿海地区大范围分布软弱土层,这些土层含水量高、抗剪强度低、压缩性大、渗透系数小。由于层厚分布差异大,从而导致不均匀沉降,这给软基处理施工、工后沉降控制带来较大的困难,尤其给解决含结构物路段和桥头过渡段的差异沉降加了难度。

目前高速公路含结构物路段和桥头过渡段的软基处理方式主要采用粉喷桩复合地基处理^[1],这些地方在竣工后,常常会出现不同程度的不均匀沉降,从而造成结构物病害,严重影响行车安全。采用治表的填补方法,效果一般不理想,如何解决这类问题已是迫在眉睫。本文通过具体工程实例的介绍,提供了一些处理这类问题的经验。

工程概况

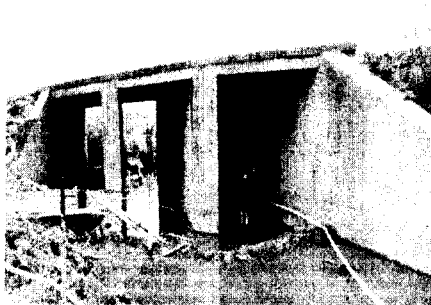


图1 盖板涵整体实物图

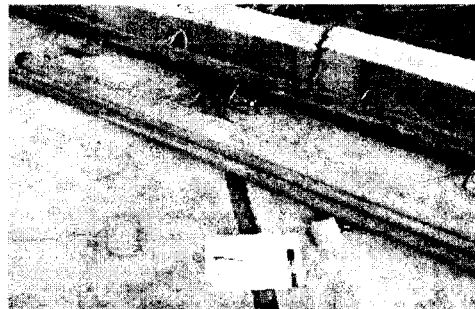


图2 盖板涵局部裂缝

广东省新台高速公路与佛开高速公路相连接的司前互通立交有一座三跨匝道盖板涵

* 收稿日期: 2006年7月

(桩号DK0+531), 该涵于2000年初建成, 因其他原因一直封闭, 计划于2005年底前投入使用。经现场踏勘, 该涵洞由于较大的工后不均匀沉降, 北侧前后桥台八字翼墙出现一定程度倾斜, 以西岸翼墙最为严重; 中跨1#桥墩也出现明显倾斜, 该墩与桥墩顶部出现脱离, 在桥面反射出一条宽约65mm的沟槽, 参见图1、图2。

根据再加固施工前的补充勘察资料, 涵洞所处地段的工程地质条件简况如下:

- (1) 0.00~3.80m (厚3.80m): 填筑土, 主要由亚粘土及素填砂组成, 稍湿、稍密;
- (2) 3.80~6.20m (厚2.40m): 淤泥, 主要由粘粒及腐殖质组成, 饱和, 流塑;
- (3) 6.20~7.60m (厚1.40m): 中粗砂, 主要为粗砂, 含中砂、细砂, 中密~密实;
- (4) 7.60~12.75m (厚5.15m): 亚粘土, 主要由粘粒和粉粒组成, 含少量砾砂, 稍湿, 硬塑;
- (5) 12.75~32.50m (厚2.55m): 全风化砂岩, 主要由石英砾砂组成, 坚硬;

两处路段处理设计方案均为粉喷桩, 由于软土层深厚, 软土土质工程性质比较差, 加之粉喷桩自身的不足, 造成软基础处理效果较差。经研究认为, 该盖板涵产生病害的主要原因是前期施工中软基处理效果不理想, 工后沉降较大, 地基不均匀沉降所致。

处理方案

根据补勘地质资料和对各种处理方法的比较, 在广泛征求专家建议的基础上, 对该涵洞所在路段进行基底补强, 即采用高压旋喷桩的方法, 对埋深较大的软弱土层进行二次处理, 具体方案如下:

1. 高压旋喷桩设计方案

(1) 处理深度至持力层(强风化砂岩)下3.0m; 桩头刺入场地表层填土1.0m。淤泥层中桩径取 $\Phi 600$, 成孔直径 $\Phi 91$, 路堤填土层中取 $\Phi 500\sim 600$; 路堤填土其余部分水泥浆充满(空喷)。

(2) 已施工的粉喷桩呈梅花状按正三角形布设, 桩间距为 $1.2\text{m}\times 1.2\text{m}$ 。为了避免高压旋喷桩布在粉喷桩内或附近而削弱处理效果, 高压旋喷桩均布在粉喷桩空隙中央, 其桩间距取 $2.0\text{m}\times 2.0\text{m}$ 。

(3) 注浆材料为32.5#普硅水泥, 每米桩长水泥用量约250kg; 外加剂(水玻璃)3%(水泥重量比); 水泥浆水灰比为0.8~1.0。

(4) 注浆压力20~25MPa, 同时根据实际施工情况进行动态控制; 注浆管提升速度15~25cm/min, 旋转速度20~25rpm, 水泥浆液排量60~70L/min。

施工流程如图3:

2. 施工质量控制措施

本次基底补强采用XY-1型工程钻机,

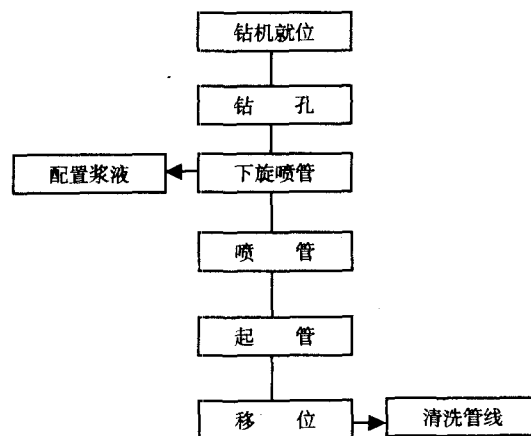


图3 施工流程图

上部砼平台部分使用金刚石钻头钻进,孔斜小于1%。工程质量控制措施如下:

(1) 开工前放出桩位轴线,复测定位准确无误后作标记,钻机对位时做到钻头中心与桩位、钻杆成一条直线,且钻机水平、稳固后才开钻,施工中若发现钻机倾斜应立即矫正。

(2) 喷射注浆前必须检查高压设备和管路系统,设备的压力和排放量必须满足设计要求。管路系统和密封良好,通道和喷嘴内不得有杂物,以防堵塞喷嘴。

(3) 喷射注浆时注意设备开动顺序,即先把注浆泵的吸浆管移至储浆池,再开动高压注浆泵,待泵压逐渐升高至规定值后,估计水泥浆的前峰已流出喷头后,才可开始以15~25cm/min的提升速度旋转注浆,自下而上喷射注浆。

(4) 根据施工设计控制喷射技术参数,注意冒浆情况观察,冒浆测算量与测试值的相对误差应在20%以内,冒浆比重与测试值的绝对误差应在0.1以内,并做好纪录。

(5) 喷射注浆中需拆卸注浆管时,先停止提升和旋转,同时停止送浆,最后停机。拆卸完毕继续喷射注浆时,要与前段搭接,防止固结体脱节,搭接长度按下式计算:

$$a = 0.5ab\Delta t$$

式中 a —搭接长度(cm),不得小于10cm;

α —固结体收缩率,由现场试验确定;

b —注浆间断喷射总长度(cm);

Δt —注浆间断时间(h),大于2h以2h记。

(6) 喷射注浆达到设计深度后,继续注浆待水泥浆从孔口返出后停止注浆,然后将注浆泵的吸水管移至清水箱,抽吸清水将注浆泵和注浆管路中的水泥浆顶出后停泵。

(7) 为确保加大旋喷桩固结体的尺寸,避免对深层硬土固结体尺寸减少,采用提高喷射压力、喷浆量和降低回转或提升速度等措施。

(8) 原始纪录准确、及时,每天对完成工作量和水泥用量进行核实,发现超量或少量,及时采取补救措施,并做好鉴证工作,完善施工资料。

各项质量标准指标

表1

指标名称	单位	指标值	允许偏差
桩孔定位	Mm	准确	50
桩机就位	Mm	准确	50
垂直度	%	准确	1.5
水泥型号	普硅 32.5MPa		
桩长	cm	设计	+10
桩径	Mm	淤泥层 $\Phi 600\sim 800$, 填土层 $\Phi 500\sim 600$	
水泥量	Kg/m	不少于 250	
水灰比		0.8~1.0	

补强效果检测

为了评价处理效果,在施工期安排了桥台和通道的水平位移,处理路段的沉降观测;施工完成后安排了钻孔抽芯,并对桩体的完整性、连续性和桩芯强度进行了分析和试验。

施工结束后对两处进行了取芯检测,从取芯情况看,桩身较为连续完整,且基本搅拌均匀,胶结良好,芯样呈柱状,局部出现碎块状、块状,桩底进入持力层,无沉渣。桩芯强度值均满足大于4MPa的设计要求。

该涵洞基底经过补强处理以后,对涵洞破坏位置进行加固,对桥面进行了重新调平摊铺。经过一段时间的监测,该涵沉降已基本稳定,月累计沉降量约2mm/月。说明基底补强处理方案较为成功,效果比较理想。

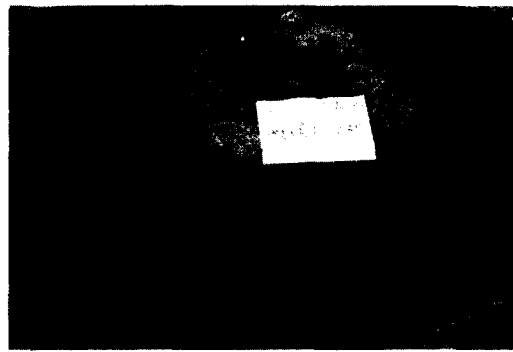


图4 桩芯样

桩芯样强度检验结果

表2

试验编号	钻芯试样位置(取样深度,单位m)	试样规格(直径×高)(mm)	龄期(d)	试验强度(MPa)	强度换算值(MPa)
01	15.60-15.85	80×140	38	2.78	2.67
02	13.60-13.85	78×120	39	2.15	2.02
03	11.90-12.10	85×140	39	2.41	2.41
04	10.60-10.85	84×140	40	2.78	2.67
08	9.15-9.35	82×145	44	4.47	4.47
10	8.25-8.45	80×140	42	4.66	4.66
05	7.45-7.65	80×135	41	2.63	2.44
09	6.40-6.65	79×140	39	9.78	9.78
08	5.25-5.45	80×155	39	7.27	7.27

结论

1、高压旋喷桩基底补强方案对处理类似盖板涵的结构物差异沉降病害,具有较好的实际运用价值;

2、为了减少对结构物或桥台的挤压,在桩孔布位上应根据地质条件、已处理情况和结构物或桥台自身承载能力,充分考虑;

3、施工中根据现场情况合理安排打设次序,避免对结构物或桥台产生较大的侧向挤压;

4、搭板压浆做好密封防范,避免压浆流失,影响处理效果,严格控制高压旋喷桩的施工质量,保证桩的完整性和均匀性;

5、为减少深厚软基上含涵洞路段的工后差异沉降,建设施工中采用CFG桩的复合地基处理方法。

参考文献

- [1]. 交通部公路司:公路工程质量通病防治指南[M]. 北京:人民交通出版社,2002.111~114.

译文

灌浆法的理论模型研究*

By: Modoni, G, Croce, P. & Mongiovi, L. (2006), Geotechnique, 56, No. 5, 335-347, 张金良 译, 周建校

[摘要] 提出了反映灌浆机理的理论模型, 主要对单管法进行了研究。用潜流模型研究了浆液在喷嘴和原状土之间的扩散。根据已有实验研究, 提出砾石, 砂土和粘土的不同浆-土相互作用模型。浆液在砾石中的扩散主要表现为渗透; 砂土中浆液可扩散到一定程度进入土颗粒骨架, 使土体产生较大孔压, 颗粒间接触应力降低, 然后通过浆液的冲击作用将土颗粒带走, 这种情况下可以用排水条件分析。对粘土而言, 注浆可当作是在喷射面上施加一个作用力, 其侵蚀过程可以用土体不排水破坏模拟。最后将不同土体的模型结果与工程实测情况进行了对比, 并通过反分析对模型进行了修正。

[关键词] 设计; 侵蚀; 灌浆; 模型试验; 渗流

简介

灌浆法是目前最常用的地基处理技术之一, 已被世界很多国家广泛采用, 并用于多种目的地基处理和加固, 如提高新建或已有地基承载力, 减小沉降; 用于明挖或暗挖支护, 建造大坝止水帷幕。该方法将水-水泥混合物与/或其它流体(空气, 水)高速灌入土中。浆液通过连接在灌浆管上小直径喷嘴向外喷射, 喷嘴一边以一定速度旋转, 一边向上提升。浆液迅速从钻孔向四周扩散, 一段时间后浆液固化, 最终形成圆柱状的水泥土混合物(文中简称为桩体)。

目前灌浆法按浆液种类分: 水-水泥浆(单重管法), 空气+浆液(双重管法), 及水+空气+浆液(三重管法)。双重管法中喷射的浆液被同轴喷射的空气包裹, 三重管法中浆液先被水包裹, 再被气包围。现在每种方法都不断采用新技术(如 Shibasaki, 2003)以增大桩体尺寸, 提高其力学性能。即便如此, 因为没有可靠的方法预测桩体直径, 设计时还有很多因素不确定。实际上很多灌浆工程都根据经验设计, 只能粗略估计桩体直径(Croce & Flora, 2002)。因此本文致力于提出反映灌浆机理的理论力学模型, 由于灌浆机理复杂, 文中推导仅限于单管法。

首先对浆液自喷嘴到原状土体的扩散进行研究, 这部分土中往往有来自多种渠道(天然地下水、钻孔用水、土体悬浮液)的一些流体。开始灌浆时钻孔壁外就是土体, 因此流

* 收稿日期: 2006年8月

体较薄，随着浆液不断灌入，土体被浆液侵蚀土体边界逐渐外移，流体区域不断扩大，这个区域浆体的几何形态和运动特性可以用潜流理论分析（Hinze, 1948）。

浆液面到达土体后，部分浆液保持原方向（径向）渗入土体孔隙中或代替原土颗粒，其余浆液通过钻孔及注浆管间的环形空间流向地表（竖向流）。竖向流出的浆液含浆液本身和一些被侵蚀的土体，流量随土体粒径减小而增大，与总灌浆量的比值为 0~80%（Kauschinger 等, 1992）。

透水性很好的土体，如粗砾中，几乎不会产生竖向流，所有浆液都流进土体。事实上粗砾土中（如图 1a），浆液很容易穿过土体孔隙径向流动，几乎不带走土颗粒（Miki, 1985；Croce & Flora, 2000），该现象可以用渗流理论、土体渗透系数及泥浆渗透系数模拟。

颗粒较细的土体如砂土或粘土，因土体孔隙较小对浆液的渗透阻力显著增加，射流线容易折回到土体置换土颗粒，使土体离开原位置被拽到地面（Shibazaki, 1991；Covil & Skinner, 1994），这就是侵蚀，由于其现象复杂很多情况目前不清楚，分析时要作一些假设，其中对砂土和粘土假设不同。

砂土中（图 1b）假设浆液以渗流方式进入土体一定深度的孔隙中，使土体孔压显著上升，颗粒间接触应力减小，土体颗粒被浆液拖拽离开原位置，该现象已被实验验证（Bergschneider & Walz, 2003；Stein & Grabe），模拟该现象要不断比较射流力和土体抗剪强度，土体抗剪强度计算要用有效应力及土体相关参数，如排水强度指标 c 和 ϕ 。

粘性土（图 1（c））由于颗粒间孔隙非常小，浆液流线不能渗透到土体中，因此将射流流当作外荷载作用在土体表面，大小与射流动量成正比。侵蚀过程可以用不排水破坏机理描述，土体参数为不排水强度 c_u ，Dabbagh 等（2002）由一系列粘土室内灌浆试验已得到类似结论。

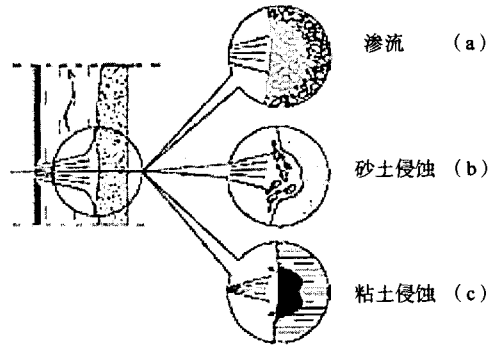


图 1 浆液-土体作用模式示意图

潜流理论

自喷嘴以很高的速度（一般每秒数百米）喷向土体的浆液在钻孔处与泥水混合物发生大量的能量交换，使浆液流动方向大大偏离原喷射路径（图 2）。刚离开喷嘴时浆液速度（ v_0 ）可假设为常数，方向沿 x 轴方向；离喷嘴越远，由于浆液的粘滞性，浆液面上产生切向应力，部分灌浆能传给周围流体，一部分浆液偏离 x 方向，速度也逐渐减小。较短距离，约几个喷

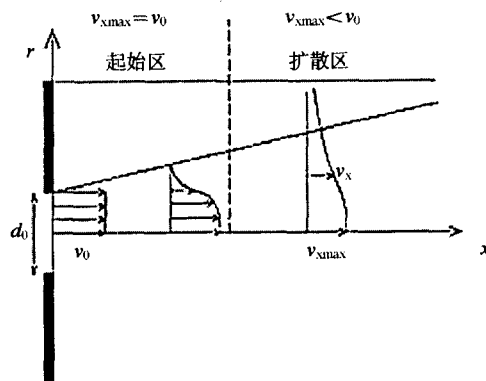


图 2 浆液区内浆液速度变化模式（潜流理论）

嘴直径距离(如图2中的起始区内,浆液面外侧流速降低,但注浆管处仍保持初始值($v_{x\max} = v_0$)).再一段距离(图2中的扩散区)后,所有流线速度都下降,因此可假设一定范围内灌浆能从喷嘴处不断降低。由于浆液流速很大,上述现象非常紊乱,因此将瞬时流速分解为均值部分和波动部分。

由于喷嘴直径很小(一般为2~4mm)起始区非常窄,因此文中仅对扩散区浆液扩散进行研究。尽管周围流体中会含一些土颗粒,考虑到浆液与周围流体都主要由水泥悬浮液组成,因此可假设两者的重度和粘度相等。另外由于流速的均值部分沿x轴方向,根据潜流理论(Hinze 1948;具体见附录)有:

$$\frac{v_{x\max}}{v_0} = \frac{\Lambda}{\sqrt{N}} \frac{d_0}{x} \quad (1)$$

$$\frac{v_x}{v_{x\max}} = \frac{1}{\left[1 + \frac{1.33\Lambda^2(r/x)^2}{N}\right]^2} \quad (2)$$

式中 N 表示浆液与水的紊流运动粘滞系数比($N = \varepsilon_f / \varepsilon_w$)。Shibazaki(200)通过实验观察到流体沿射线方向的速度衰减受喷嘴形状的影响。如果喷嘴横断面突然变窄 $v_{x\max}$ 将显著减小,若用圆锥连接喷嘴进口与出口,速度就以较低的速率降低,系数 Λ 由不同形状的喷嘴实验确定,本研究中 Λ 由式(1)和Vleeshauwer & Maertens(2000)实验结果比较确定,他们通过多组直径2.2mm喷嘴射出的潜流测定速度衰减,实验结果见图3。由图可见不同灌浆压力 p_0 下轴向速度随 x/d_0 增加而降低,若式(1)中 Λ 取16,则与测试结果吻合。

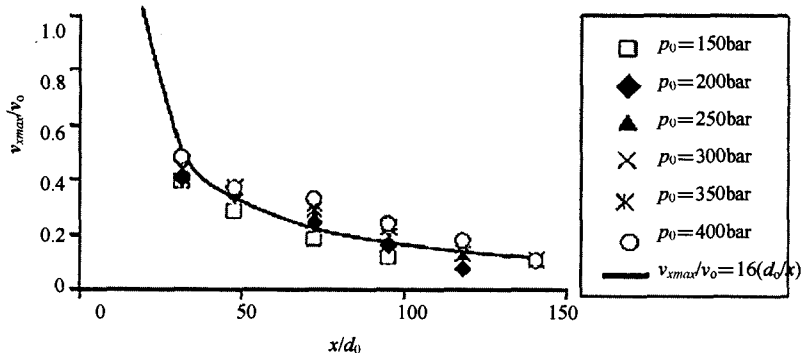


图3 直径2.2cm喷嘴轴向平均速度衰减曲线(Vleeshauwer & Maertens, 2000)

由式(2)可知每个横截面上的速度为钟形,则距离注浆管无限远处 r 的均值速度 v_0 仍为正值。较合理的假设是浆液在锥形区域内扩散,这样在锥形边缘处速度降为零。本文中用射线速度小于最大速度 $v_{x\max}$ 的 ξ 分之一计算圆锥锥角。将 $v_x/v_{x\max} = \xi$ 代入式(2)中,得到距离喷嘴 x 处的圆锥半径 r_{eq} :

$$\frac{r_{eq}}{x} = f(\xi) = \sqrt{\frac{N}{1.33\Lambda^2} \left(\sqrt{\frac{1}{\xi}} - 1 \right)} \quad (3a)$$

注浆管横截面积为:

$$\frac{a_{eq}}{x^2} = f(\xi) = \frac{\pi N}{1.33\Lambda^2} \left(\sqrt{\frac{1}{\xi}} - 1 \right) \quad (3b)$$

为简单起见, 假设 x 处整个横截面上的射流速度 v_x 不变, 等于平均等效速度 v_{eq} ,

$$v_{eq} = \frac{\int_0^{eq} 2\pi v_x r dr}{\pi r_{eq}^2} = \frac{2\Lambda}{\sqrt{N}} \frac{d_0}{x} v_0 C \quad (4)$$

其中

$$C = \frac{1}{(r_{eq}/x)^2} \int_0^{eq/x} \frac{c}{[1 + (c^2/\kappa'N)]^2} dc = \frac{\sqrt{\xi}}{2} \quad (5)$$

注意所有参数 (r_{eq} , a_{eq} , v_{eq}) 都与灌入浆体的紊流运动粘滞系数比 N 有关, 而 N 不仅与流体性质, 还与浆液运动特性有关, 很难测定, 要估算该参数需作如下假设。

首先要知道流体的运动粘滞系数是流体粘度与密度的比值。水-水泥土混合物的密度 ρ_g 是水和水泥重度比 W 的函数 (Croce 等, 1990)。

$$\rho_g = \frac{1+W}{1/\rho_c + W/\rho_w} \quad (6)$$

其中 ρ_c 和 ρ_w 分别是水泥和水的密度, 通常水-水泥重度比 $W=1$, $\rho_c=3150\text{kg/m}^3$, $\rho_w=1000\text{kg/m}^3$, 这样 ρ_g 大约为 1500kg/m^3 。

一般将水-水泥悬浮液当作牛顿流体, 因此粘度与流速无关, 实际上将其当作 Bingham 流体更合适 (Winterkorn & Fang, 1975)。另外由于水泥的水化反应, 水泥表面粘度会随时间变化, 如果制浆时间和灌浆时间间隔很短, 则可以忽略。

假设浆液和水的紊流运动粘滞系数 ε 的比值 N 不随浆液速度变化, 并等于相应的层流运动粘滞系数 ν 的比值, 即:

$$N = \frac{\varepsilon_g}{\varepsilon_w} = \frac{\nu_g}{\nu_w} \quad (7)$$

由于没有悬浮液紊流粘滞性方面的数据, 因此作上述假设, 若有相应实验可以确定 ε 则不需要。

水泥土混合物的表面层流粘度已由 Raffle & Greenwood (1961, 由 Bell 报告, 1993) 测得为重量比 W (图 4) 的函数。如当水的层流粘度 μ_m 等于 1cP , 即 0.001Pa s , 水-水泥重量比 $W=1$,

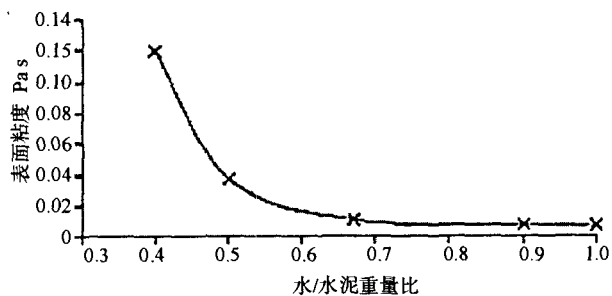


图 4 Raffle & Greenwood 测得的水泥土混合物表面层流粘度 (1961, Bell 报告, 1993)

可得到层流粘度 $\mu_{(W=1)} = 7 \text{ cP} = 0.007 \text{ Pa s}$, 因此若假设浆液的 $W = 1$, 则可由浆液、水的粘度及密度得到紊流运动粘滞系数 $N = 4.6$ 。

任意选定 ξ 值, 可由式 (3), (4), (5) 计算等效潜流的几何和力学特性变化情况, 它们是运动粘滞系数 N 和注浆参数 (d_0, v_0) 的函数。图 5 给出了喷水 ($N = 1$)、喷浆 (水-水泥比为 1, $N = 4.6$) 时, 流体半径和速度随喷嘴距离变化的情况, 图中不考虑流速小于二分之一最大速度 $v_{x \max}$ ($\xi = 0.5$) 的情况。值得注意的是 x/d_0 较小时图中曲线不能用, 因为这时流速 v_{xeq} 大于灌浆速度 v_0 。潜流的一个重要特性在图 5 中用粗线表示, 即浆液与水相比, 等效扩散半径更大速度衰减更快, 因为浆体运动粘滞系数比水大。

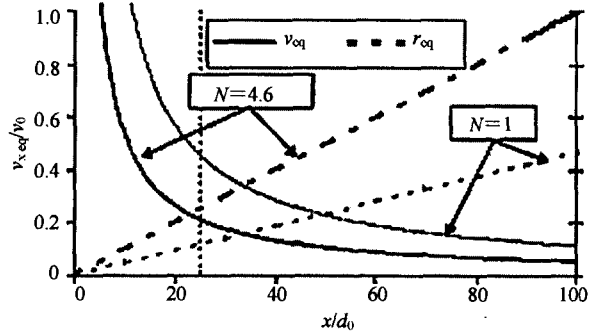


图 5 等效半径和速度随喷嘴距离的变化 ($\xi = 0.5$, $\Lambda = 16$)

浆-土相互作用

1. 渗流模型

该模型适用于透水性好的土体, 如砾石和粗砾土, 其典型特征是灌入的浆体全部或部分进入土体 (浆液部分流过土体孔隙, 部分沿钻孔流向地面) (图 6), 两种情况下该模型都适用。

假设浆液水平径向运动, 并假设:

- (1) 土颗粒与流体不可压缩;
- (2) 灌入的浆液填满所有土体孔隙;
- (3) 浆液运动服从达西定律。

至于第三个假设, 粗砾土中浆液流动服从达西定律已被多位学者验证 (即 Rose, 1945, 由 Bear 报告, 1972; Muskat, 1946; Taylor, 1948; Scheidegger, 1957), 他们试图通过试验找到雷诺数的上限值, 目前尚未有定论, 正如 Lambe & Whitman (1969) 的研究表明, 雷诺数在很大范围内波动 (0.1~75, Scheidegger, 1957), 特别是 Rose (1945) 对不同学者研究成果研究显示, 雷诺数 (定义为 VD_{50}/ν , 其中 V 为渗透速度, ν 为流体的层流粘滞系数, D_{50} 为土颗粒的平均粒径) 小于 10 时, 达西定律才有效。

灌浆时喷嘴处流速非常大, 随着浆液灌入土中流速急剧降低, 因此可以推断浆液在桩体区域内流动时为紊流, 桩外流动时为层流。若用常用地基处理参数 (包括浆液粘度) 计

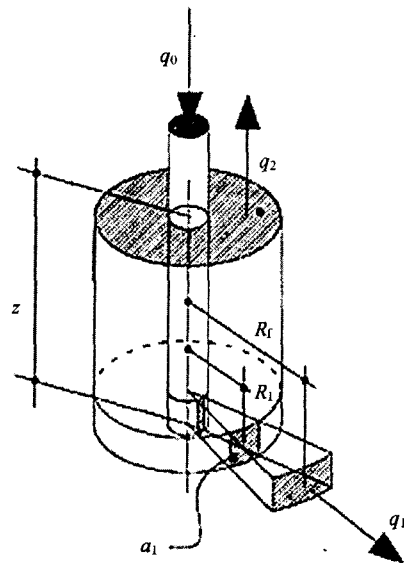


图 6

算,可以发现径向距离 5~30mm (取决于平均粒径)时,砾石中的雷诺数大于 10。一般灌浆后桩体半径大于此值,但目前研究大都假设浆液满足层流条件,且在整个渗流路径上都满足。

土体中浆液的扩散特性十分复杂,实际上喷嘴在预定深度不断旋转,时间 Δt 内上升 Δs 高度,因此钻孔处浆液喷射面不断变化。对浆液来说较合理的假设是土中渗透速度有径向,也有竖向和环向分量。

为简化这个复杂问题,先假设渗流在某一固定高度从喷射面开始只径向流动(图 6),且各方向的流动互相独立。径向连续性条件如下:

$$VR = V_1 R_1 \quad (8)$$

V 表示距离钻孔轴线 R 处任一点的渗流速度,下标 1 代表钻孔面。

对每根桩而言,浆液渗透时间 t^* 是浆液从喷嘴到钻孔壁处的时间,即:

$$t^* = \frac{m a_1}{2\pi R_1 v_s} \quad (9)$$

其中 m 为喷嘴数, $v_s (= \Delta s / \Delta t)$ 是控制器平均回撤速度, a_1 为喷射面积。

注意上述径向流假设会产生两个不同的现象,两者互相补充。事实上,单个土颗粒处式(8)计算出的渗流速度比实际值大,而式(9)计算的时间小于实际渗流时间,因为实际渗流方向不仅仅为径向。

浆液扩散面的速度 v_a 为:

$$v_a = \frac{dR_e}{dt} = \frac{V_e}{n} \quad (10)$$

其中 R_e 为瞬时半径,从钻孔处开始计算; n 为土体孔隙率; V_e 为浆液面渗流速度。

由式(8)和(10),有

$$v_a = \frac{1}{n} \frac{V_1 R_1}{R_e} \quad (11)$$

钻孔壁处的渗流速度 V_1 可用两个条件计算,一是流体连续性条件,二是能量平衡条件。根据连续性条件,进入土体的浆液不会超过灌浆量,除非有其它流体从顶部进入钻孔的环形空间内,这实际上不太可能,所以最大流速 V_1 为:

$$V_{1-q} = \frac{q_0}{a_1} \quad (12)$$

这里 q_0 是喷嘴喷出的浆液量; a_1 为注浆管在钻孔壁上的截面面积,令 x 为钻孔半径 R_1 可由式(3b)计算。

用第二个条件计算 V_1 时要考虑浆液渗入时的损耗量:

$$V = k_f \left(-\frac{dh}{dR} \right) \quad (13)$$

h 为流体总水头, k_f 为土体对浆体的渗透系数,用下式计算:

$$k_f = \frac{k}{N} \quad (14)$$

式中 k 为土体达西系数;

N 为用式(7)计算的浆液运动粘滞系数。

将式(8)代入,从钻孔壁($R = R_1$)到渗流面处($R = R_e$)对式(13)积分,得到:

$$h_1 - h_e = \frac{V_1 R_1}{k_f} \ln \left(\frac{R_e}{R_1} \right) \quad (15)$$

假定 h_e 等于灌浆周围含水层未扰动时的水头,若对干土灌浆则 h_e 等于零。钻孔壁处总水头 h_1 为灌浆能的函数。

$$h_1 = \Omega_g \frac{v_{eq-1}^2}{2g} \quad (16)$$

v_{eq-1} 是钻孔壁($R = R_1$)处浆液的等效速度,定义见式(4); Ω_g 是反映浆液从喷管到钻孔壁环形空间中能量损失的参数。

将边界条件代入式(15),得到钻孔壁处的渗流速度 V_1 :

$$V_{1-h} = \frac{k_f \Omega_g (v_{eq-1}^2 / 2g) - h_e}{R_1 \ln(R_e / R_1)} \quad (17)$$

把式(12)和(17)计算的 V_{1-q} , V_{1-h} 中小值代入式(11) V_1 中。可以看到,若令(12)、(17)两式相等,可以得到极限距离 R_{lim} :

$$R_{lim} = R_1 \exp \left[\frac{k_f a_1}{R_1 q_0} \left(\Omega_g \frac{v_{eq-1}^2}{2g} - h_e \right) \right] \quad (18)$$

如果 $R_e \leq R_{lim}$, 则浆液完全被土体吸收, V_1 由连续条件计算 ($V_1 = V_{1-q}$)。若 $R_1 > R_{lim}$, 浆液部分被土体吸收, 剩余部分通过钻孔流向地表, 此时钻孔壁处的渗流速度由能量平衡条件 ($V_1 = V_{1-h}$) 计算。随着桩体半径增加, 第一种情况会过渡到第二种情况。

定义浆液吸收体积与灌浆体积的比为加固灌浆效率 E , 则该模型可以计算:

$$E = \frac{nv_s D^2}{mv_0 d_0^2} \leq 1 \quad (19)$$

最后需要指出的是该计算结果主要受式(3a)中参数 ξ 的影响。注意, ξ 增加使等效注浆速度 v_{eq} (见式4)增加, 但与 a_1 有关的注浆时间 t^* 减少(式9)。 ξ 从0.1到0.6变化桩体直径误差小于10%, 因此下面计算中 ξ 取0.5。

将上述结果无量纲化绘制到图7, 可以发现桩体半径 R_e 和钻孔半径 R_1 的比值是两个无量纲参数 T 和 B 的函数, 这两个参数定义为:

$$T = \frac{q_0}{na_1 R_1} t^*$$

$$B = \frac{ka_1}{NR_1q_0} \left(\Omega_g \frac{v_{eq-1}^2}{2g} - h_e \right) \quad (20)$$

一旦土体参数 (k), 地基处理参数 (v_0, N, d_0, R_1, v_s, m) 及边界条件 (h_e) 确定后, 桩体半径很容易从绘制曲线中得到。实际上每条曲线都反映了桩体半径随时间的变化, 不同时间因子 T 下每条虚线都与实线有一定距离, 这个距离由参数 B 决定, 因为从注浆开始到桩体半径达到式 (18) 的极限值, 浆液完全被土体吸收并且流速仅由浆体连续性条件确定。这样桩体半径取决于流量 q_0 , 而与土体渗透系数 k 无关。随着注浆时间 t^* 增长 (t^* 是提升速度 v_s 和喷嘴数 m 的函数, 由式 (18) 确定), 桩体半径超过极限半径 R_{lim} 后就由能量平衡条件确定其值, 这样最终桩径也依赖于灌浆能和土体渗透性, 这些因素式 (20) 中无量纲参数 B 都考虑到了。

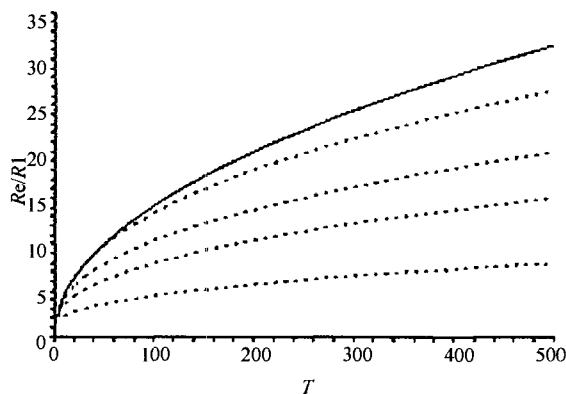


图7 渗流模型计算结果 (无量纲化)

2. 冲刷模型

渗透性比砾石低的土体中浆液大部分灌不进, 并沿流线返回, 将土颗粒从原位置拽走, 这种冲刷和土颗粒被浆液替代共同作用形成桩体。不同土体的室内注水试验研究 (Dabbagh 等, 2002; Bergschneider & Walz, 2003; Stein & Grabe, 2003) 发现, 浆-土界面上有钟形坑, 并随注浆时间不断扩大; 浆液面速度随喷嘴距离增加减小, 如果喷嘴超过极限距离, 就不再有冲刷作用, 这个极限距离大约等于最大桩体半径。浆液面速度和最大灌浆距离都与土的性质及灌浆参数有关, 一般随浆体速度增加, 随土体强度降低。

模型通过比较浆液的注浆力与土体反力确定桩体直径。注浆力为单位面积上的注浆荷载 (图 8):

$$\psi = \Omega_1 \frac{\gamma_f}{g} v_f^2 \quad (21)$$

式中 γ_f — 浆体重度;

v_f — 注浆处浆液速度;

Ω_1 — 描述能量耗散的无量纲参数 (图 8)。

土体粒径不同浆体作用机理也不同, 砂土和粘土对冲刷的反力也有很大区别。砂土中浆液可以扩散到一些土体孔隙中包围每个颗粒, 因而可以用有效应力分析, 并假设土体发生排水破坏; 粘土中浆液不能入渗到土体孔隙, 土颗粒还是连续的, 因此用总应力计算, 认为土体将发生不排水破坏。

两种情况都可以由土体强度确定浆液冲刷所需的最小浆液速度 v_L , 严格地说是极限速度 v_L , 即浆液面速度 V_c 。由 Dabbagh 等人 (2002) 的实验结果 V_c 可用以下经验公式计算:

$$V_c = \alpha \frac{v_f - v_L}{v_L} \quad (22)$$

α 是经验系数, 和土的类型有关, 与速度同单位。

下面计算中令流速 v_f 等于 v_{eq} (见式4), 这样该值随喷嘴距离逐渐降低。由式(22)看到, 冲刷过程随时间变化, 是一个动态问题。

确定注浆时间时要特别注意, 渗流时容易确定注浆时间, 因为注浆点分布在钻孔壁上, 浆液单点喷射; 冲刷时浆液不断向前扩散, 得不到唯一的注浆时间, 因此可以根据处理时喷嘴的提升速度, 将桩体划分为厚 Δs 的一些薄片, 并定义参考时间 t^* :

$$t^* = \frac{m\Delta s}{v_s} \frac{2(r_{eq}/x)}{2\pi} \quad (23)$$

该模型也可以计算加固灌浆效率 E , E 为桩体中浆液体积与总灌浆量的比, 假设处理后土体是水泥土和废浆的均质体, 且水泥土中不含任何气体, 则

$$E = \frac{1}{(1-n) + (mv_0 d_0^2 / v_s D_{av}^2)} \quad (24)$$

D_{av} 是不同深度的平均桩径。

3. 砂土

砂土的冲刷反力可用有效应力计算:

$$\psi_s = \Omega_2 [c' + \sigma' \tan(\phi')] \quad (25)$$

式中 c' 和 ϕ' 分别是土体有效凝聚力和有效内摩擦角。 σ' 为场地有效应力, Ω_2 是与土体抗冲刷有关的无量纲参数。 σ' 等于初始的竖向总应力 σ_z 减去注浆点处因注浆产生的孔隙水压力:

$$\sigma' = \sigma_z - \frac{\gamma_f}{2g} v_f^2 \quad (26)$$

当注浆力 ψ (式21) 等于冲刷反力 ψ_s (式25) 浆体流速 v_f 达到极限值 v_L , 可由土体强度参数 c' 和 ϕ' 按下式计算:

$$v_L = \sqrt{\frac{\Omega_s g}{\gamma_f} \frac{c' + \sigma_z \tan(\phi')}{1 + \Omega_s [\tan(\phi')/2]}} \quad (27)$$

式(27)中 $\Omega_s (= \Omega_2 / \Omega_1)$ 含浆液和土体的一些未知几何、物理特性。相应地, 用 v_L 代替前面式(4)中的等效速度可以计算出最大桩体半径:

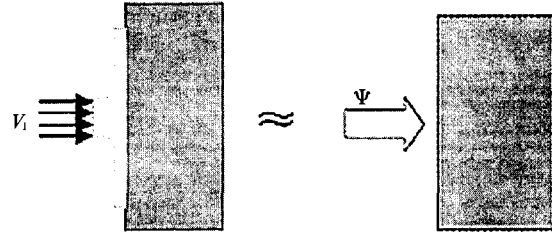


图8 冲刷模型中浆-土作用示意图

$$R_{\max} = \frac{2\Lambda v_{x0} C d_0}{\sqrt{\frac{\Omega_s g N}{\gamma_f} \frac{c' + \sigma_z \tan(\phi')}{1 + \Omega_s [\tan(\phi')/2]}}} \quad (28)$$

由(28)式可以看到,如果注入粘度较大的浆液最大桩径将降低,这证明了钻孔预洗或用三重管法灌浆时注水的正面效果。

由式(22)可知,如果管嘴到冲刷面的实际距离不超过 R_{\max} ,则流速为正($v_f > v_L$),整个注浆过程可以对式(23)确定的注浆时间积分,浆液面速度 V_c 用式(22)计算,其中 v_f 等于 v_{eq} (式4), v_L 用式(27)计算。

4. 粘土

粘土中浆液的冲刷作用会导致土体整体坍塌,可假设与均布荷载作用下圆形浅基础失稳机理相似。若单位面积上土体反力由不排水强度 c_u 确定,即:

$$\psi_c = \Omega_3 c_u \quad (29)$$

Ω_3 是联系土体反力和 c_u 的无量纲参数。当注浆力 ψ (式21) 等于土体反力 ψ_c (式29),浆液流速达到极限值 v_L 与土体强度 c_u 有关:

$$v_L = \sqrt{\frac{\Omega_c g}{\gamma_f} c_u} \quad (30)$$

$\Omega_c (= \Omega_3 / \Omega_1)$ 是由实验确定的无量纲参数, Dabbagh等人(2002)用此参数评价不同颗粒组分的材料,粘土中该值为0.36,砂土为0.0001,这么大的差异是因为两者灌浆冲刷机理不同。可以发现,式(30)中表示临界流速与土体强度有关的函数,与其他学者由岩石和其它土体灌浆得到的公式类似(Farmer & Attewell, 1965; Dabbagh等人, 2002)。

如果流速极限值 v_L 等于浆液等效流速(式4),则得到最大桩径:

$$R_{\max} = \frac{2\Lambda C d_0 v_{x0}}{\sqrt{\frac{\Omega_c g N c_u}{\gamma_f}}} \quad (30)$$

这样浆液面速度 V_c (式22)对式(23)确定的时间积分就可以模拟单向注浆冲刷过程。式(22)中,取 v_f 等于 v_{eq} (式4), v_L 用式(30)计算。

5. 设计图表

上述两个模型得到的桩径 R 计算公式相同,其中粘性土和砂土的最大 R_{\max} 见式(28)和(31),注浆时间 t^* 用式(23)计算,多次计算后得到图9,该图可直接用于设计,因为由此图可以估计不同土体(c' 和 ϕ' 或者 c_u 和 γ_s),不同处理方法($N, \gamma_f, v_0, d_0, v_s, m$)及不同

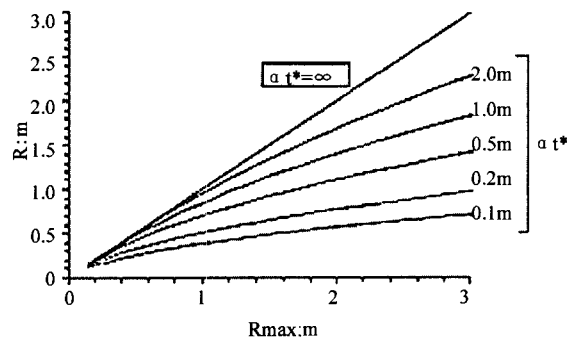


图9 砂土和粘土中注浆设计图

模型参数 (Ω 和 α) 下桩体横截面, 这些参数可以由 Dabbagh 等人 (2002) 实验结果或现场实测获得。下面由不同土体的现场实验结果 (即第二种方法) 获取参数, 并对模型进行校正。

图 9 中桩体半径 R 随时间增长, 相当长一段时间 t^* 后达到最大半径 R_{\max} 。实际上通过降低控制器的回撤速度或增加喷嘴数目可以增大 t^* 值, 但需注意, 注浆量越高灌浆效率越低 (式 24)。

模型校正

1. 砾石

下面通过计算结果与 Polcevera (Croced 等人, 1994) 工程实测值的对比验证渗流模型的有效性。在 Polcevera 工程实例中, 土体 90% 以上为砾石, 用单管法注浆处理, 然后挖除四根桩体周围的土体, 在不同深度测量桩体直径。每根桩平均直径在 1.06~1.20m 之间, 但变化较大 (0.6~1.50m) (图 10), 地基处理参数见表 1, 土体孔隙比 n 约为 0.3, 因为没有直接测量渗透系数, 用 Hazen (1991) 建议的关系式计算渗透系数 k 在 0.4~5cm/s 之间。

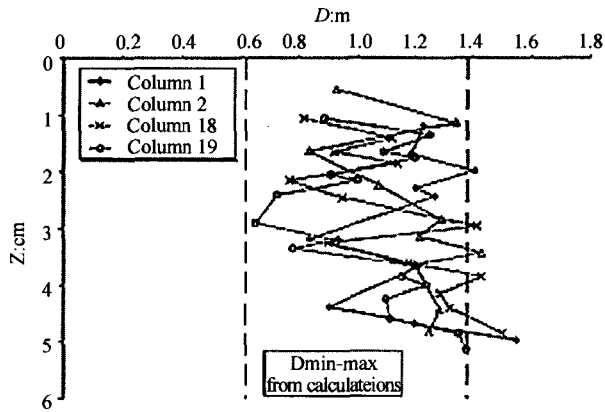


图 10 Polcevera 工程实例中桩径实测值和计算值对比

计算时取钻孔半径 R_1 0.05m, 喷嘴到钻孔壁的距离 0.03m, 但计算表明结果与这些值无关, 与参数 ξ 也没有关系, ξ 为常数 0.5。参数 Λ 和 κ' 分别为 16 和 0.003, 与图 3 所示的实验数据吻合。经验参数 Ω_g 取 1, 这样简单地认为渗流水头和灌浆处单位灌浆能相等。最大和最小桩体直径取决于土体渗透性, 计算结果为 0.6~1.38, 与实测值吻合。

为研究达西定律中渗透系数 k 及处理参数 (d_0 , v_0 , v_s 和 m) 对桩体直径和处理效果的影响, 还进行了参数分析, 结果如图 11。土体位于地下水位之上, 初始孔隙比 $n=0.3$, 浆体紊流运动粘滞系数 $N=4.6$ (水与水泥比为 1)。图中曲线对应不同的注浆速度 v_0 (180~380m/s) 和不同的 v_s/m (0.0015~0.005), 对比图 11 (a) 和 (b) 可以看到不同喷嘴直径的处理效果。

Polcevera 工程实例中参数值

表 1

水/水泥比	注浆速度 v_0 (m/s)	喷嘴数 (m)	喷嘴直 径(m/s)	控制器回撤 速度(cm/s)	土体渗透 系数(m)	桩径实测 值(m)	桩径(m)
1:1	286.6	2	0.002	0.003	0.5~4	1.06~1.20	0.62~1.38

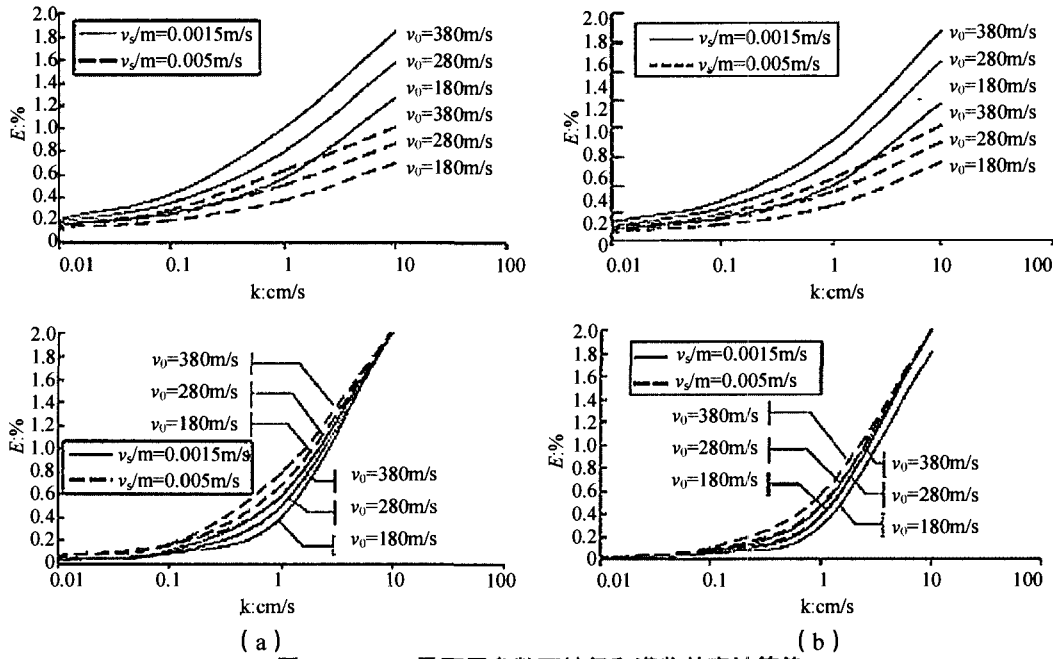


图 11 $n=0.3$, 及不同参数下桩径和灌浆效率计算值

初步观察可以发现，渗流模型仅适用于很粗的颗粒。达西定律适用的典型砂土（渗透系数低于 10^{-1} cm/s）中无论喷嘴直径、喷射速度和喷射时间如何，灌浆后桩体直径都有限。相反，如果土体大部分为砾砂，一般直径的喷嘴可形成直径 0.4~1.8m 的桩。

与现场实测结果类似 (Kutzner, 1996)，若喷嘴直径增加一倍，这些结果会显著增加 (达到 3m 或更大)。此外提高注浆速度 (v_0)，增加喷嘴数目 (m)，降低控制器回撤速度 (v_s)，也可以得到更大的桩体直径。灌浆效率与灌浆的方便程度有关，与土体渗透系数 k 和注浆速度 v_0 成正比 (见式 17)。图中还可以看到，随着喷嘴数目增加、控制器回撤速度降低，灌浆效率会降低。

2. 砂性土

下面对比地下水位以上火山碎屑沉积物淤泥质砂的现场单管注浆实验结果，验证冲刷模型对砂性土的适用性 (Croce & Flora, 1998)。土体平均力学参数由原状土试验测得 ($\gamma_s=18\text{kN/m}^3$, $c'=70\text{kPa}$, $\phi'=30^\circ$)。

恒压 (45MPa)、恒速 (220m/s) 用单管法灌浆形成七根桩 (水-水泥比为 1)，每根桩采用的喷嘴数、喷管直径、控制器回撤和旋转速度见表 2，控制器一次提升 5cm。不同深度处桩体直径变化见图 12 (a) ~ (d)，图中注浆管参数 (喷管直径、喷嘴数目、控制器回撤速度) 各不同。

Vesuvius 工程实例中参数值

表 2

桩号	水/水泥重量比	浆液流量 (10 ⁻³ m ³ /s)	喷嘴数	d ₀ (mm)	喷嘴直径 red/s	旋转速度 mm/s	控制器回撤速度 v ₀ /m/s	平均桩径 实测值(m)	平均桩径 计算值(m)
C ₀	1	1.38	2	2.0	1.57	5.71	220	0.657	0.738
C ₁	1	2.50	1	3.8	0.79	5.00	220	0.959	0.906
C ₂	1	2.35	2	2.6	1.57	6.67	220	0.748	0.835
C ₃	1	2.50	1	3.8	1.18	5.00	220	0.968	0.906
C ₄	1	2.35	2	2.6	1.05	6.67	220	0.711	0.835
C ₅	1	2.50	1	3.8	0.63	4.00	220	1.111	0.990
C ₆	1	2.50	1	3.8	0.94	4.00	220	0.951	0.990

假定注浆管单向注浆，一段时间（用式（23）计算）后用本文模型对实验结果进行模拟。前面定义的评价等效浆液速度（式（1）、（2）、（4））参数 ξ ， Λ 和 κ' 分别为 0.5，16 和 0.003。模型中未知参数（ $\Omega = 0.2$ 及 $\alpha = 0.3\text{m/s}$ ）由试算得到，计算结果见表 2，结果表明计算和实测的桩体平均直径误差小于 15%，说明该模型能反映土体与浆液相互作用的主要特点。图 12 中 4 幅图的对比结果说明，地基处理参数与本文模型比较匹配（比较图 12（a），（b）和（c）可以看到喷嘴数和直径的影响，比较图 12（b）和（c）可以看到控制器回撤速度的影响）。

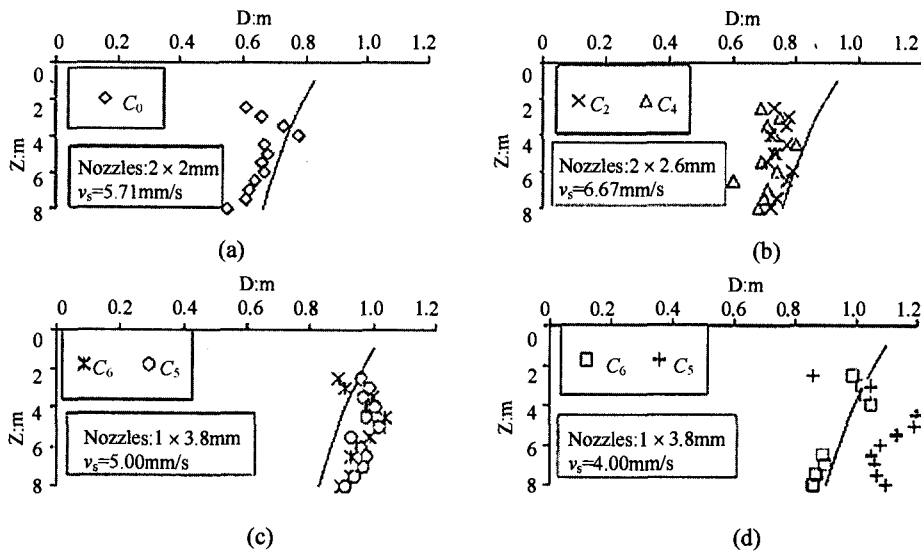


图 12 Vesuvius 工程实例中桩径实测和计算值对比 ($\Omega = 0.3$, $\alpha = 0.3\text{m/s}$)

最后应注意，摩擦性较大的土中桩体基本呈漏斗形，若模型计算时考虑桩体直径与土体强度有关（随深度增加，见式 25，26），也能得到这个结果。

为了评价地基处理参数（ v_0 ， d_0 ， v_s ， m 和 N ）对桩体半径的影响，将图 12 中数据叠加到图 13 中。正如所料， v_0 和 d_0 增加引起 R 直线增加，而 v_s/m 增加总体上使 R 减小。浆液对桩径的影响很大，用水（ $C/W = 1$ ， $\gamma = 9.81\text{kN/m}^3$ ， $N = 1$ ）代替水泥浆液（ $C/W = 1$ ， $\gamma = 15\text{kN/m}^3$ ， $N = 4.6$ ）后，桩体直径明显增加，说明选择合适的浆液很重要，上述结果也

证实了用水预先切割土体的好处，单管法作业前有时就这样处理。

用图 13 中 $C/W=1$ 的参数，及 $n=0.3$ 计算式 (24) 定义的灌浆效率，结果见图 14。注浆时间 t^* 增加，灌浆效率降低，即随喷嘴数目增加而减小，随控制器回撤速度增加而增加。与桩体半径不同，虽然它们也受 v_0 和 d_0 影响，但这些参数对灌浆效率 E 的影响正好相反。事实上提高注浆速度 v_0 有积极的作用，而增加喷嘴尺寸 d_0 会使灌浆效率 E 值降低，后者是喷嘴直径增加浆体流量加大的直接结果，因为这些浆液不全用于形成桩体。

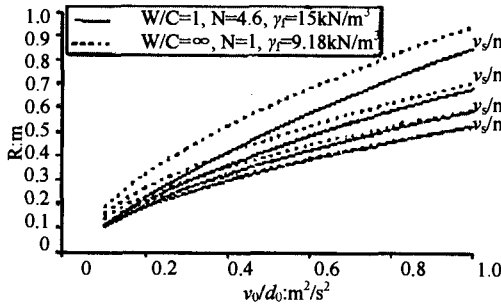


图 13 Vesuvius 工程实例中参数情况 ($\Omega=3, \alpha=0.3\text{m/s}$)

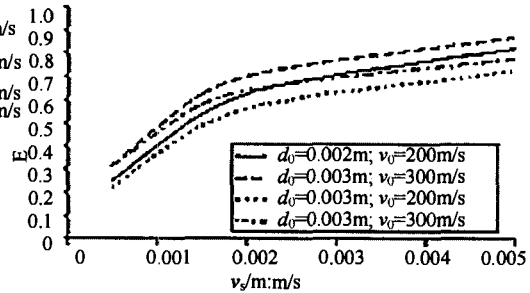


图 14 不同注浆参数下的灌浆效率 ($W=1; n=0.3$)

3. 粘性土

不同处理参数 ($d_0=0.002\text{ m}; v_0=200, 300, 400\text{ m/s}; v_s/m=0.002, 0.005\text{ m/s}$) 下

桩体直径与不排水强度 c_u 的关系见图 15，计算时假定潜流参数 $\xi=0.5$ ， $\Lambda=16$ ， $k=0.003$ 由文献中 (Tornaghi, 1989; Dabbagh 等人, 2002) 报道的实验和实测结果验证模型在粘性土地基中的适用情况。为与 Dabbagh 等人 (2002) 试验结果吻合，模型参数 Ω_c 取 0.36; 第二个参数 α 取 0.12m/s，与图 15 中阴影区对应的桩体直径匹配。

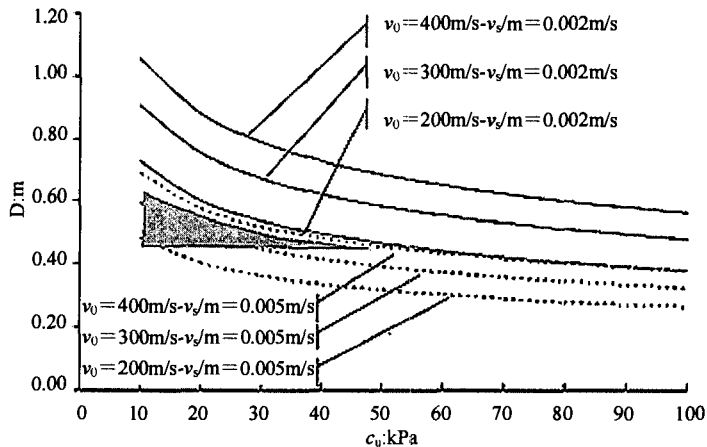


图 15 粘土中桩径计算值和实测值 (阴影部分) ($W=1; d_0=0.002\text{ m}; v_0=200\text{ m/s}; \Omega_c=0.36, \alpha=0.12\text{m/s}$)

不排水强度 c_u 增加桩体直径急剧减小，并与选取的处理参数无关。这一结果与实际工程中单管法灌浆不适用于 c_u 大于 50kPa 的情况一致。

但计算结果表明，即便对不排水强度高的土体，提高浆液速度 v_0 和管嘴数 m ，或降低控制器的回撤速度 v_s ，都能够得到较大直径的桩。

小结

本文对单管灌浆法进行了全面理论分析,在潜流理论上,模拟了浆液在管嘴间和原状土体间的扩散情况,研究发现钻孔横断面上浆液速度取决于以下参数:到管嘴的距离、管嘴直径、灌浆速度和浆液的动力粘滞性。

根据以往试验结果,对砾石、砂土和粘土分别建立三种不同的理论模型研究浆液与土体的相互作用,并将计算结果绘成图,直接将桩体直径与土体性质及主要处理参数联系起来。模型中一些未知现象用经验系数描述,这些参数由理论与试验结果对比得到(Tornaghi, 1989; Croce 等, 1994; Croce & Flora, 1998; Dabbagh 等, 2002)。

本文还研究了各地基处理参数的影响,结果表明,桩体直径随土体渗透性增加,透水材料(如砾石)用此模型能得到很大直径的桩。砂土和粘土的结果显示,桩体直径随土体抗剪强度的 $1/2$ 次方减小。由以前砂土现场实测结果分析说明,桩体直径从地表往下会大幅度减小(Croce & Flora, 1998)。粘土参数研究结果表明,只有在流速较大且控制器收回速度较小时,注浆才较为有效。

总的来说,各种土体的理论研究结果都表明桩体直径取决于浆液粘度,进而与管嘴数量、直径和控制器的提升速度密切相关。但增大灌浆体积的同时,损耗量也会增加,这样效益就降低了。

由此可见,现有模型能够模拟单管法注浆的主要机理,还能预测桩体直径,确定合适的地基处理参数。更好地修正已有模型需要进行更多的试验,若将本模型扩展到双管法或三管法,则要模拟喷气或水对浆液的影响。

附录

最初公式(Hinze, 1948)中计算注浆速度的均值部分用了以下假设:

从喷嘴开始喷射路径每个横断面上流速分布形式相似,可用以下关系表示:

$$\frac{v_x}{v_{x\max}} = f\left(\frac{r}{x}\right) \quad (32)$$

式中 v_x — x - r 坐标轴上某一点的速度(见图2);

$v_{x\max}$ — 距离喷嘴 x 处的速度。

流体粘度与垂直于 x 轴的流速波动部分成正比,而流速波动部分与每个横断面的速度差($v_{x\max} - v_{x\min}$) ($v_{x\min}$ 始终为零)、Prandtl(1942,如Hinze报道,1948)假定的搅拌长度,及当前注浆管直径成正比;

从喷嘴开始注浆路径每个断面上能量守恒;

由以上假设,得到:

$$\frac{v_x}{v_{x\max}} = \frac{1}{\left[1 + \frac{(r/x)^2}{\kappa\varepsilon}\right]^2} \quad (33)$$

式中 ε 为浆体紊流运动粘滞系数(定义为: $\tau_{rx} = \rho\varepsilon(\partial v_x / \partial r)$), 参数 κ 常由试验获得。

引入相对紊流运动粘滞系数 $N = \varepsilon_f / \varepsilon_w$ (式中 ε_f 为一般流体的紊流运动粘滞系数, ε_w 为水的紊流运动粘滞系数), 对一般流体式(33)可改写为:

$$\frac{v_x}{v_{x\max}} = \frac{1}{\left[1 + \frac{(r/x)^2}{\kappa'N}\right]^2} \quad (34)$$

参数 $\kappa' = \kappa\varepsilon_w$ 由注水实验获得。假设 x 方向的灌浆能 Ω 与喷嘴处相等, 则可得到 κ' 及 $v_{x\max}$ 沿 x 的变化。

$$\Omega = \int_{r=0}^{\infty} \frac{\gamma}{g} v_x^2 2\pi r dr = \frac{\gamma}{g} v_{x0}^2 \pi \frac{d_0^2}{4} = \Omega_0 \quad (35)$$

式中 v_{x0} 为浆体刚离开喷嘴时的瞬时速度, d_0 为喷嘴直径。将式(34)计算的 v_x 代入式(35), 并令 $y = r/x$, 得到:

$$v_{x\max} = v_{x0} \frac{d_0}{x} \frac{1}{\sqrt{8 \int_0^{\infty} \frac{y}{[1 + (y^2/\kappa'N)]^4} dy}} \quad (36)$$

上式中根号下的积分计算如下:

$$\begin{aligned} \int_0^{\infty} \frac{y}{[1 + (y^2/\kappa'N)]^4} dy &= (\kappa'N)^4 \int_0^{\infty} \frac{y}{(\kappa'N + y^2)^4} dy \\ &= \frac{(\kappa'N)^4}{2} \int_0^{\infty} \frac{d(\kappa'N + y^2)}{(\kappa'N + y^2)^4} = \frac{\kappa'N}{6} \end{aligned} \quad (37)$$

有了式(37), 式(36)可改写为:

$$\frac{v_{x\max}}{v_{x0}} = \frac{\Lambda}{\sqrt{N}} \frac{d_0}{x} \quad (38)$$

其中

$$\Lambda = \frac{1}{\sqrt{\frac{8}{6} \kappa'}} \quad (39)$$

这样 κ' 与 Λ 互相对应, Λ 值已由实验求出(见图3)。

(续上期第69页)

取样对土体工程特性的影响

1. 不排水剪切特性

为了研究扰动对不排水剪切特性的影响,用上面介绍的不同取样器室内取土、制样,进行 11 个不固结不排水三轴压缩试验。图 7 (a) 给出了这些试验得到的应力—应变曲线。图中用最大有效竖向固结应力 (σ'_{vm}) 对剪应力进行归一,以减小两批 RBBC 土样 OCR 细微差异引起的差距。

如图 7 (a) 所示,三种应力—应变曲线明显不同:(1) 剪应力增大出现峰值,然后稍微降低,最后趋于稳定;(2) 剪应力增大到初始应力屈服点,然后再上升达到峰值,随后下落;(3) 剪应力增大到屈服点,然后继续增大呈现应变硬化(这是大多数扰动土样的特性,见 $B/t=10$ 的曲线)。

如图 7 (a) 示,扰动土体的应力—应变性状变化相当大。由应力—应变曲线可知,任何应变水平下,Shelby 端取样管土样的剪应力都比钝端管大。此外,对于确定的管端形状,应力—应变曲线不是连续的,而是随扰动程度不同(可用 B/t 表示)会发生突变,扰动大的抗剪强度低,扰动小的强度高。所有应力—应变曲线都表现出与“原状”正常固结 BBC 不排水剪(即破坏前应变较小,随后有明显的应变软化)不同的特性。换言之,UU 试验获得的土体性质更具有超固结土体的特点。

图 7 (b) 还给出了原状正常固结 RBBC 土体的特征曲线和 Santagata 和 Germaine (2002) 报道的不同 ISA 扰动 ($ISA\pm 0.5, \pm 1, \pm 2$ 和 ± 5) 土体的曲线。该图指出 UU 试验测得的强度衰减明显大于 ISA 试验预测。对于钝端取样管, $ISA\pm 0.5, ISA\pm 1, ISA\pm 2$ 试验的现场应力—应变曲线显示,其强度衰减与 $ISA\pm 5$ 的强度衰减相同或大一些。

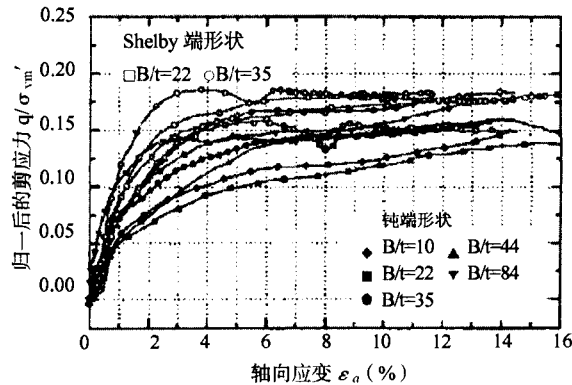


图 7 (a) 室内取样 UU 试验的应力—应变曲线

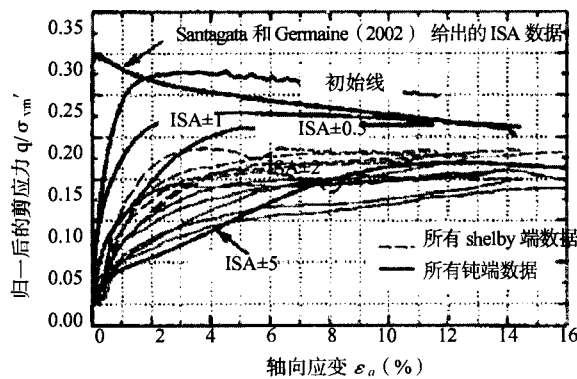


图 7 (b) ISA 试验结果比较

图8是归一后的剪切强度 (q_f/σ_{vm}') 与 ISA 循环应变幅值关系图。图7(a)中的(1)、(2)类曲线可以清楚地确定应力—应变曲线的峰值,但(3)类曲线不能,这些试验中,将轴向应变为10%时的抗剪强度定为最大抗剪强度[这类似于 ASTM(2000),用15%轴向应变对应的剪应力确定最大抗剪强度]。

图8除了给出室内取样 UU 试验得到的 q_f , 还列出了 ISA 三轴试验及现场取样 UU 试验数据。需要指出的是,试验时现场取样采用的应变速率比室内取样和 ISA 试验大 5~10 倍。特别对 OCR 较低的粘土,不排水强度随着应变速率增加而增加(如 Sheanhan 等 1996 年指出,正常固结的 RBBC 试样应变速率每增大十倍, q_f/σ_{vc}' 增加 6.5%)。因此,可以预测,现场试样的 q_f 值偏高(剪切速率比其它试验大 10 倍)。

总体说来,室内取样得到的屈服应力与现场取样相同。两者试验结果一致表明,本研究中使用的室内取样装置能够有效模拟实际现场取样情况。

由 UU 试验结果可以看到,同样取土管取出的管中央部分和周边土样的屈服应力差别不大。就目前讨论的土体性质看,钝端取样管的扰动效果都是很显著的。此外 ISA 试验得到的 q_f/σ_{vm}' 值大大高于室内取样确定的 q_f/σ_{vm}' 。

在 ISA 扰动三轴试验结果的基础上,

Santagata 和 Germaine (2002) 指出,正常固结 RBBC 的扰动强度和诱发超固结比 (IOCR) 之间存在着 SHANSEP 型关系。诱发超固结比 (IOCR) 是指取样前竖向固结应力 σ_{vc}' 与取样后有效应力 σ_s' 之比。图9中一并给出了南 Boston 场地得到不多的 BBC 现场取样数据和 Santagata 和 Germaine (2002) 对 RBBC 进行的 ISA 试验,以及室内取样的 IOCR 值和 UU 试验得到的 q_f/σ_s' 值。另外 RBBC 原状土的数据也在图9中给出了。

除个别数据拟合不好外,图9给出了两条回归线:一条为原状土回归线 ($S=0.33, m=0.71$, 虚线,描述 OCR 和 q_f/σ_{vc}' 之间的关系);另一条为经过所有正常固结 RBBC

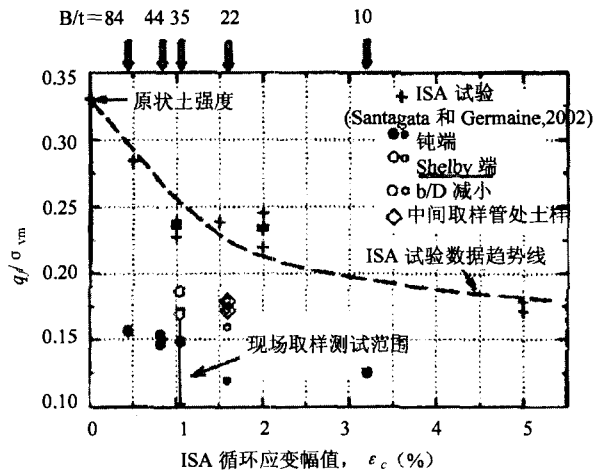


图8 不排水剪切强度:室内取样试验结果与 ISA 及现场取样数据(南部 Boston 场地)对比

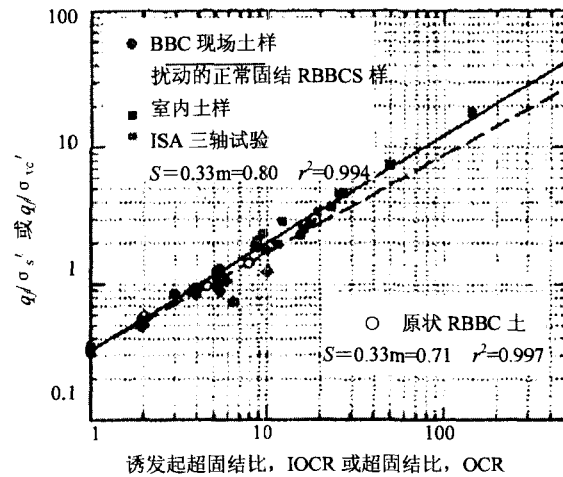


图9 扰动的 RBBC 和 BBC 的 q_f/σ_s' 与 IOCR 之间的 SHANSEP 关系

扰动土试验数据（室内取样和ISA三轴试验共28个数据， $IOCR > 1$ ）的拟合线（ $S=0.33$ ， $m=0.80$ ，实线，描述 $IOCR$ 和 q_f / σ'_s 之间的关系）。需要指出的是，第二条线与 Santagata 和 Germaine (2002) 仅由 ISA 试验得到的结果（ $S=0.33$ ， $m=0.83$ ）非常接近。尽管试验数据有些离散，（因采用双对数坐标，隐藏了部分离散情况），但 RBBC 土体的大部分数据都聚集在同一条线周围，这表明扰动土体（至少近似为扰动土， $IOCR$ 小于 50 左右）的强度和取样时的有效应力之间可以很好地用 SHANSEP 方程描述，因此不排水强度与取样有效应力的变化相关。

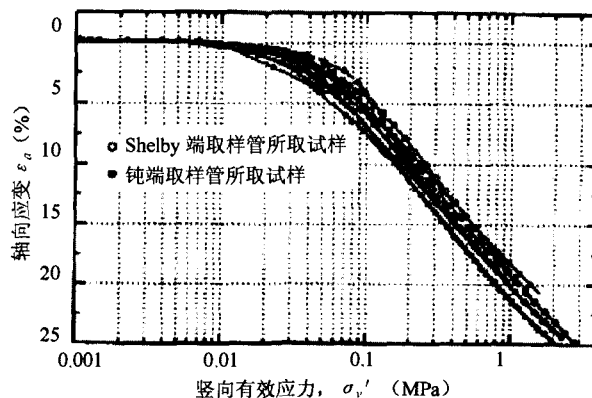
图9也可以看出，室内取样的试验数据位于ISA数据下方，这可能有两个原因。首先，ISA三轴试验中土体只受到轴向循环应变作用；而室内取样中，取样引起的应变还包含土样外相对较高的剪应变。这些土样总应变较大很可能与土体的结构性有关，换句话说，也就是与强度的衰减有关。这两个“取样”过程的另一个区别是：ISA试验中，有效应力的降低发生在完全排水的条件下；相反，在室内取样实例中，取样操作产生的有效应力降低会引起含水量的一些变化（取样管周围测得的含水量大于周边土体）。在不完全排水条件下， $IOCR$ 的变化与超固结土膨胀过程类似。事实上对于原状超固结RBBC土，室内取样的试验数据确实接近回归线。

现场取样的BBC土样有限的试验数据位于大多数RBBC试验结果下方，对应的 $IOCR$ 在 5~10 之间（即给定 $IOCR$ 值时，测得的强度

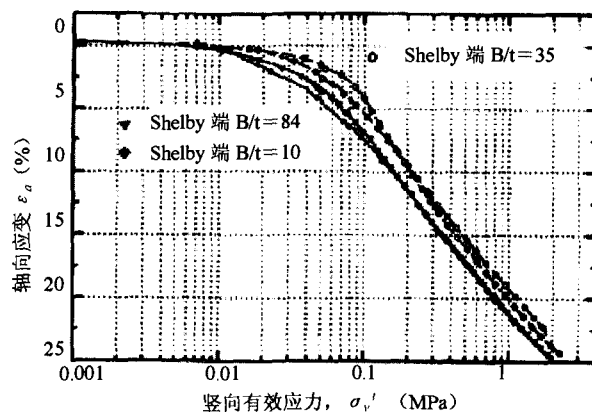
更低），这意味BBC土体的取样扰动更显著。正如上述再固结应变讨论中假设的，这是因为天然BBC土体的结构性比RBBC强（特别是较深处接近正常固结的土层）。

2. 一维压缩特性

图10(a)给出了不同取样方法得到的试样由CRS试验确定的压缩曲线。比较钝端（实心符号和实线）与Shelby端（空心符号和虚线）取样管所取土样的试验数据发现，前者在较低的竖向有效应力下曲线开始往下拐。



(a) 全部数据



(b) 挑选的曲线

图10 室内取样的CRS试验结果对比

而土体压缩指数 (CR) 的变化范围却非常小 (0.2~0.3 MPa 的应力范围内, $CR = \Delta \epsilon_v / \Delta \log \sigma'_v = 0.135 \sim 0.164$)。压缩指数的两个最大值由 Shelby 端取样管所取土样得到, 压缩指数与 B/t 的关系还不太明显。根据 Force (1998) 和 Santagata (1998) 的试验数据, 此范围内同一系列的 RBBC“原状土”压缩指数大约为 0.17, 因此同样应力范围内, “扰动”土样的 CR 值大约为原状土的 80~85%。Santagata 和 Germaine (2002) 研究表明 CR 值更小 (大约是扰动程度 $ISA \pm 2$ 和 ± 5 土体 CR 值的 70~75%)。在他们的研究中, 对不同的应力范围下 (分别为 0.2~0.3 MPa 和 0.8~1 MPa) 扰动前后土体的压缩性进行了对比, 发现 CR 值降低与常见的较高应力水平下 RBBC 土体压缩性降低有关。

图 10 (b) 只给出了四个压缩试验数据。如图 10 (b) 所示, Shelby 端取样管试样的曲线呈明显的 S 形。这种压缩曲线形状在 B/t 最大 ($B/t=84$) 的钝端取样管土样中也会出现。而其它取样管 [如图 10 (b) 中 $B/t=10$ 的钝端取样管] 所取试样的压缩曲线都表现为压缩指数降低。

用应变能方法 (Becker 等, 1987) 确定 CRS 试验中每个土样固结前的应力 σ'_p , 计算结果相容性好, 而且很客观, 该值反映了试验材料的再沉积特性, 可以与两批次 RBBC 实际最大竖向固结应力 (σ'_{vm}) 比较。需要指出的是, 不再对两批土样进行压缩, 也不对 σ'_{vm} 进行老化修正。图 11 给出了不同扰动下的 σ'_p / σ'_{vm} 比值。上部误差条包含所有最佳估算数据点, 反映了估算 σ'_p 的不确定性。低处误差条表示 σ'_p 最小估算值, 由初始压缩线的延长线与水平轴为应变能的交点导出。涵括各最佳估算点的上部误差条还说明, 由应变能推导出的最大 σ'_p / σ'_{vm} 与实际工程情况吻合得较好。根据最佳前期固结应力估算值推算出的图中各点, 扩大了低应力曲线段, 可以更准确地计算曲线的初始斜率 (如何计算 σ'_p 值可参考 Santagata 和 Germaine, 2002)。

文中重点考虑了 $B/t=35$ 时管端形状对计算结果的影响, 与 Shelby 端相比钝端管的 σ'_p / σ'_{vm} 更小, 但两者都位于 ISA 试验结果下方。

总的说来, 随着扰动的增加, σ'_p / σ'_{vm} 值也奇怪地呈增大趋势。更令人不解的是, 这些数据中有一些超过 $\sigma'_p / \sigma'_{vm} = 1$ 。这意味着取样扰动增大并不总是引起 σ'_p 减小, 有些情况下却会导致过高估计前期固结压力。这些结果与 Santagata 和 Germaine (2002) 基于 ISA 三轴试验得出结论一致。这些试验确定出的前期固结压力最佳估算值 (图 10 中 ⊕ 号) 比已知前期固结压力高 15%。Santagata 和 Germaine (2002) 假定取样后土体的 K_0 固结特性受到以下因素影响: (1) 有效应力的降低; (2) 扰动引起土体结构破坏。第一个影响因素使前期固结压力 σ'_p 的估计值随着扰动程度的增加越来越高。而扰动引起的

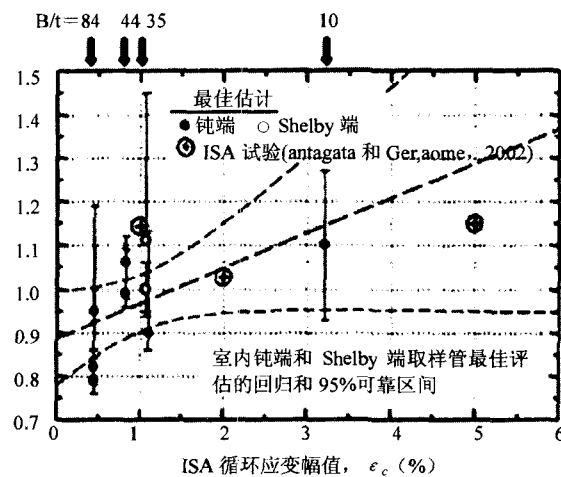


图 11 扰动对按应变能确定的先期固结应力的影响

结构重塑使初始压缩线斜率降低,扰动越大 σ_p' 估算值越低。扰动后土体的再加载特性同时受这两个因素影响,影响程度不仅依赖于扰动程度也取决于不同的土体类型。正如图11及前面扰动对CR影响较小可知,对于RBBC这类中灵敏度土体来说,第一个影响因素起主要作用;对灵敏度高的土体,结构破坏是导致扰动越大,前期固结压力估计值越低的主要因素。

结论

本文用专门设计的装置进行了室内取样,并通过试验研究,对比分析了早期用ISA方法模拟不同土体扰动的RBBC三轴试验结果,进一步认识取样扰动的大小。此外,还将结果与Boston地区两个场地低超固结比Boston蓝粘土(BBC)现场取样试验结果比较,发现室内取样的土体特性大体上可以代表实际现场取样情况。

研究结果说明,试验室模型取样器取出的土样实际上受到的扰动远大于与取样器有关的ISA方法,ISA法综合考虑了取样器贯入和应力释放的影响,这样测得的土体特性差异无疑由非三轴剪切、取样、存放及制样引起的扰动所致。因此,试验结果的较大差异证明了ISA无法解释重要的扰动因素。

室内取样的UU三轴压缩试验表明取样时有效应力降低,而且与ISA三轴试验相比,不排水强度也有明显降低(包括抗剪强度降低和峰值应变增大)。

扰动对用CRS试验测得土体一维压缩特性影响不是很明显,而且还证实了以前三轴试验(Santagata和Germaine,2002)的结果,即对RBBC这类低到中灵敏度粘土,取样扰动会导致 σ_p' 估计值过高。CRS试验给出的再固结应变值始终大于根据现有标准(例如,Terzaghi等,1996;Lunne等,1997)进行固结试验得到的数值。

比较不同取样管端部的试验结果可研究取样管的几何影响。研究结果表明,管端形状影响很大,即使把B/t值增加一倍也不能消除钝端取样管引起的负面影响。当管端形状和B/t值给定时,B/D较高,则土样扰动较小(可测量取样时的有效应力和再固结应变,并进行判断)。所以试验时直接将试样从取样管中取出而不进行切削(即此时B/D=1)的做法不值得提倡。

本文研究进一步提高了对扰动土样特性的认识,研究表明,文中新设计的室内取样装置可以有效地模拟现场取样,该装置可以更详细地分析取样扰动对所取试样工程性质的影响。

最后,室内取样和现场取样试验结果的一致性也进一步验证了,再沉积的BBC土体是一种有效的、可用于天然中等灵敏度粘土研究的材料。

致谢

作者感谢前MIT博士研究生,Doug Cauble博士设计了取样模型装置;感谢提供CA/T现场数据的Haley和Aldrich公司;感谢为本文部分工作提供基金(基金号:9114447-MSS)的国家自然科学基金会。(续完)