

目 次

论 文

中国土工合成材料二十年.....王正宏, 王育人 (3)

浅谈大直径现浇混凝土薄壁筒桩土芯对竖向承载力的作用..... 周建 (12)

桩基沉降计算方法的比较..... 王钊 (17)

螺杆桩新技术及其应用..... 彭桂皎, 虞锋, 徐学军, 石庆华, 张超, 张宁, 赵思学 (25)

填海区内静力压桩的试验研究..... 沈文水, 严中铂, 俞峰, 应江远 (32)

上海南站管线设备地道的沉降分析与控制..... 张迪, 龚彦峰 (38)

水布垭电站左岸防淘墙基础灌浆处理实例分析..... 柳新根 (45)

某建筑物的非均匀地基基础处理实例分析..... 胡根兴, 周群建, 张国光, 张忠飞 (51)

之江路地下通道及管廊工程边坡支护施工技术..... 黄锡刚, 毛建全, 张楨树, 周霄 (55)

一题一议

从规范个别公式之误谈起..... 何广讷 (60)

译 文

桩式加筋路堤.....by: J.Han, S.L. Shen, and J.S. Yang, L.Yan, 徐正中 译 (62)

中国土工合成材料二十年*

王正宏

王育人

(北京工业大学 北京 100044)(中国土工合成材料工程协会 北京 100000)

[摘要]我国先民以草秆等天然纤维加筋土体溯源已久,但在岩土工程中利用聚合物土工合成材料始于上世纪八十年代初。约二十年来该材料与技术按时间先后在我国的发展经历了自发应用、技术引进、与国际接轨和步入规范应用等几个时期。本文主要介绍各时期的进展,最后对发展前景给予评述。

[关键词]土工合成材料;标准化;展望

引言

“今天岩土工程师们已经听说过土工织物,并已经应用或准备应用它们。……这可能是岩土工程历史上的一次最重要的革命”。国际著名专家基劳德博士(Dr. Giroud)于1986年在维也纳召开的国际第三届土工合成材料学术讨论会讲了上面的一番话。他的预言现在已成为现实。感谢党的十一届三中全会“改革开放”的英明决策,从上世纪七十年代末,我国长期与外界隔绝的局面开始改变,对外联系与交流成为可能。在这一新技术创始不久的时刻,我们便自觉地溶入这个革命的潮流,开始了它的应用和推广。二十年来,这门技术在我国从襁褓时期,逐渐步入“而立”之年。为了对这个进程勾画出一幅粗略的轮廓,本文基本上按年代先后简要地把各个时期重要技术活动作一番回忆与说明,并对发展前景和存在的问题进行评述。

自发应用时期

我国有数千年的悠久历史。将植物纤维、草秆等掺入粘土,经立模夯压,垒墙建屋的土建技术早为先民们掌握和广泛应用。史书记载屡见不鲜。如在玉门一带,至今仍有以砂砾和红柳或芦苇压叠而成的汉长城遗址。在水利工程中,先祖建坝与坝型选择,体现了因地制宜的设计思想。公元前110~100年间,汉武帝“自临决河……令群臣自将军以下,皆负薪填决河,……下淇园之竹以为楗”,终于堵住了口门。早在2000多年前,我国已将草木材料用于灌溉工程和黄河堵口,至今仍被广泛应用。工则是我国古代在护岸、堵口、截

* 收稿日期:2005年8月

流和筑坝等工程中常用的水工结构物,用梢茭分层匀铺,压以土与碎石,推卷而成捆,若干捆累积而成护岸。

近代以人工高分子材料取代天然材料的土工合成材料的应用始于上世纪60年代。最初用得较多的是塑料薄膜作渠道防渗。如山东打渔张灌区、河南人民胜利渠、陕西人民引渭工程等。膜材多为聚氯乙烯。以后推广至蓄水池、水库和水闸等。例如1965年辽宁桓仁水电站用沥青聚氯乙烯热压膜防止了混凝土支墩坝上游面的裂缝漏水。还有河北子牙新河献县枢纽用粘土塑料薄膜作为进洪闸上游护坦的防渗措施。当时所用薄膜的厚度都较小,膜的接缝大多是胶结的。另外,早在上世纪70年代,土工织物已被用于防冲与防护。1976年在江苏长江沿岸的嘶马,以聚丙烯扁丝土工织物,结合聚氯乙烯绳网和压重混凝土块,构成软体沉排,成功地保护江岸免受冲塌。70年代末江都长江芒稻河东岸西闸也用类似的软体排解决了其上下游地面防冲问题。这里9个闸孔的总流量 $800\sim 1000\text{m}^3/\text{s}$ 。此前河床上下游冲刷深度分别达 $6\sim 7\text{m}$ 和 $2\sim 3\text{m}$ 。有意义的是,经过7年,从原位采样检测,土工织物的拉伸强度比初始的只下降了 $0.5\sim 1\%$ 。

早期应用的特点是无定型规格材料,无材料测试标准可循,设计与施工基本上按既往岩土工程经验,仅个别单位自发应用,这种新材料和技术一时还未被工程界认识,更谈不上被普遍接受。

技术引进时期

十一届三中全会以来,倡导科技之风在全国兴起。从80年代初,科技事业沐浴着改革开放的春风,呈现出蓬勃发展的崭新局面。改革开放方针指引我国在自力更生基础上,加强国际合作与交流,吸引借鉴人类的一切优秀科技成果,博采各国之长。

从上世纪80年代初,铁道科学研究院首先接受了美国杜邦公司赠送的 20000m^2 的纺粘土工织物,这是我国采用正规土工合成材料的开端。我国铁道长期以来存在基床翻浆冒泥病害,严重地影响列车安全和运输能力的提高。从1981年起,铁道部选择了几十处路面,以土工织物作为道渣与地基间的反滤隔离层,研究其治理病害的效果,共铺设26个工点,历时四、五年,防治上述病害的成功率达90%以上。在进口产品启发下,由我国纺织院校倡导,开始了迄今用途最广的针刺无纺土工织物的试制与生产。当时国外有些厂商,除杜邦外,还有奥地利林茨、法国罗纳普朗克等公司瞄准市场前景,先后进驻我国。但因进口需以外汇结算,支付困难,故时隔不久他们就不得不知难而退,但我国的非织造织物却由此起步,发展迅速。

利用砂井加速地基排水固结处理软土地基的方法在我国从上世纪50年代初即开始应用。但用砂量多,施工复杂。1981~1983年我国从日本引进了塑料排水带技术。排水带是由塑料芯板,外包薄型无纺布滤膜形成的复合土工合成材料。将连续的排水带用插带机埋入地基内,可代替传统砂井,快速排出软土中的多余水量,提高土强度。天津一航局科研所、华东水利学院和天津港务局合作,采用了国产化的排水带,首先在天津新港作现场试验。与此同时,也研究开发了插带机,由轨道式的改进为履带式的。当时,国内正在采用砂井经改进后的袋装砂井,即用有织物缝制成的 $\phi 70\text{mm}$ 的细长管袋,灌满砂料代替

较粗砂井(一般为 $\phi 200$ 至 $\phi 400\text{mm}$),可节约大量砂料。与其相比,排水带是工厂制造,根本无需砂料,优点十分明显。排水带技术首先在天津新港东突堤建设中获得大规模应用,该处地层为深厚超软泥,当时用此法处理的地基有 48万 m^2 。另外还有 2.6万 m^2 的地基,在利用排水带同时,结合真空抽气法施加预压荷载,即以塑料薄膜封闭处理区,抽去膜下地基内空气,利用膜上下气压差作为荷载,可利用压差达到了 80kPa ,这样可更多地消除地基后期沉降。有资料报道,至1987年用此法加固的地基已达 150万 m^2 ,1988年排水带用量超过 1000万 m 。

土工模袋是用双层高强度尼龙材料编织物缝制成的连续袋状产品,用高压泵将混凝土或水泥砂浆充入袋内,固化后形成连续坚硬板块,主要用于保护土坡。为使板块有要求厚度,在两层织物之间,每隔一定间距,系以要求长度的高强尼龙绳。因织物代替了混凝土模板,产品因而得名。

土工模袋于1983年从日本引进我国。随即在江苏泰州船闸引航道、通沙汽渡停泊区和南官沙航道上获得应用。江苏无锡毛纺织染厂最早仿制日本旭化工业株式会社产品进行试制,力学性能达到或超过了日本产品。至上世纪80年代末,我国即有七、八个省的十几项护岸护底工程成功地应用了国产土工模袋。特别值得一提的是1988年在浙江海宁钱塘江口的强涌潮区海塘护岸工程中得到成功应用。施工期间,测得最大流速曾达 8.3m/s ,相应的水流压力为 34.4kPa 。在该工程中,为了防止模袋下可能因淘刷而架空,导致刚性板块断裂,将整体模袋分隔成许多长方形小块体,并将它们用高强锦纶绳相互连接,混凝土注后形成铰链式混凝土块排。

为了节省投资,简化施工,吉林省水利科学研究所参照模袋技术要求的基础上,用 $14\times 14\text{PP}$ 编织型土工织物自制了简易土工模袋,在嫩江堤防上,一次就采用了近 20万 m^2 作护坡工程。又用简易模袋在夹津沟上建起了三座丁坝。

土工格栅是一种良好的加筋材料。是在挤压成型的聚合物板上冲孔,再在拉伸机上单向或双向拉伸,促使分子定向,而形成的带长孔或方孔的平面板栅,分别称单向格栅及双向格栅。格栅具有拉伸强度高、伸长率低的特点。该产品由英国 Netlon 公司于1982年首创,以 Tensar 品牌闻名于世。我国于1983年引进该产品,首先在阳安、京秦和大秦等铁路线上用于加筋陡坡路堤。过后我国一些制造厂和地方曾考虑购进 Tensar 制造设备,终因英方索价太昂,未能成交。直至上世纪90年代中期,我国方自制成功生产设备,才大量有产品问世。不过该公司的土工网制造机械较为廉价,当时先后引进生产线数条,用于应力水平较低的加筋工程和边坡护面。虽然一时应用土工格栅的工程较少,但加筋技术却开始兴起。例如1998年北京亚运村主要交通的安慧立交桥的16座桥台以编织型土工织物建成。重庆长江滨江路的岸壁加筋采用的是加筋带,高度达 $12\sim 22\text{m}$ 。

虽然防渗材料的土工膜和土工织物涂塑薄膜早在上世纪60年代已开始应用,但属于排水输水的管材于80年代初才从国外引进。这种低压输水管铺设时可少占耕地,短途输水方便,受到井区农民的欢迎。管材为PVC或PE,分地面软管和地埋式硬管,后者外护夯实土、土和水泥土等。由于低压管的投资小,在我国北方水源紧缺地区得到迅速推广,逐渐向南方扩展。

在土工合成材料技术逐渐被人们认识和开始进入土建工程的这一时刻,经我国老一辈

岩土专家和时任河北省政协副主席、水利厅副厅长的刘宗跃先生等共同倡导于1984年成立了全国性的「土工织物技术情报网」,至上世纪80年代后期,已拥有三百多个网员单位。协作网团结了全国有识之士广泛交流信息,沟通技术,普及科技,组织学术活动,着力普及推广。很快于1986年和1989年分别在天津和沈阳组织召开了全国第一届和第二届土工合成材料学术会议,参会人数空前众多,达到四、五百人。两届会议都出版了会议论文集。第一届会议还有法国、英国、奥地利和日本专家参加,发表论文,不仅检阅了国内科技成果,也有助于开阔视野,洞察世界。我国还于1986年和1990年派员参加了在维也纳和海牙的国际第三、四届由土工合成材料学会(IGS)主持的国际学术会议,开始与国际学会接触。协作网组织了这些会议论文的选择。在国内又先后在水利学会(1987)与水利发电学会(1988)下成立学术团体。

在这一时期内,由于从业人员的不断实践和受国外新技术引进的启发,土工合成材料无论在应用、科研或产品制造等方面都取得可喜进展。现简要举例如下:

在产品制造方面:除少数特殊用途的材料外,一般材料已能满足国内工程需要,甚至供过于求。并已研究了针刺无纺布的梳理、成网、针刺的加工条件和原料规格的优选;研制机织扁丝土工织物和防老化、防静电和防滑移土工织物的试制;防老化PP土工织物的研制和应用;试制了强度好的土工织物拼接用粘合剂,它们也可用于与混凝土或木材等粘接;制造复合土工膜。

在测试技术方面:自制了各种材料性能指标和功能指标的测试设备和方法,但未有统一标准。研究了织物等效孔径测试方法的标准化、界面摩擦试验设备、方法和影响因素、条带拉伸试验的尺寸效应、不同撕裂试验方法的成果对比以及对纤维土的试验研究等。

在设计方法和机理探讨方面:提出了按织物孔径、结构、透水性和水力梯度等的无粘性土的反滤准则;讨论了梯度比防堵准则的合理性;分析了地基土翻浆冒泥机理和对策;研究了织物切断土中毛细作用的原理;探讨了道路加筋和防止路面反射裂缝的机理和方法;研究了以土工膜整治膨胀土;用有限元法作加筋设计以及在离心模型机上研究加筋作用等。

在技术教育方面:多所较著名的工科院校如清华大学、天津大学、浙江大学、武汉大学、河海大学等都开设了土工合成材料的选修课,并有西南交大、北方交大、长沙交通学院、长沙铁道学院、中国纺织大学、天津工业大学等许多院校培养出了一批工程硕士、博士生。协作网还为积极推广土工合成材料技术的应用编辑出版了专著《土工合成材料工程应用百例》。作为协作网联系全国信息的纽带,从1984年12月起,开始出版不定期的内部刊物《土工合成材料科技通讯》,至今已经发行了147期,对及时交流本专业的动态发挥了重要作用。

与国际接轨和正式成立组织时期

继技术引进,我国在土工合成材料的应用和研究方面在广度与深度上均以前所未有速度继续前进,取得显著成绩。从发展历史看,成立正式组织,更有标志性意义。

从1986年我国首次派代表参加在维也纳举行的国际第三届学术讨论会(IGS组织)以来,即开始与国际土工合成材料学会(IGS)建立联系,至1990年已有国际学会会员28

人。到2002年底IGS下属国家会员共有21个。我国于1990年5月经国际学会批准成立了国际学会中国委员会(CCIGS),按时间先后,我国是第6个国际会员。稍后,经过三、四年的申请,原先的「土工织物技术情报网」和水利学会与水力发电工程学会下属的两个学术团体于1994年7月经水利部批准,一并改为「中国土工合成材料工程协会」,并于1995年通过民政部批准,正式成立现今的协会,属水利部领导。这一时期继续开展的重要技术活动举例如下。

土工管袋(geotube)于上世纪90年代首先在荷兰应用。该技术是以高强度土工织物缝制成长的管袋,内充疏浚泥沙,待其排水固结后,形成固体状物,用于筑堤,用作围垦造地,形成人工岛,或围成堆放淤泥场地以及岸边防护等。管直径可达数米,长度达数十米至百米。多数情况下充灌透水性大的泥沙,脱水快,如天津港、上海金山湾化工园地、船坞、陈行水库等新建管袋场都是成功工程,并有创新。充灌细粒淤泥的相对较少,因其脱水时间较长。但我国曾在云南滇池进行过两根充填淤泥的土工管的试验,直径3m、每根长度50m,也取得较好成果,发现管袋尚有部分净化水质,防止二次污染的功能。目前滇池疏浚处置污染,也正在以土工管袋建围堤,解决污土的堆放问题。它避免挖土和筑堤,保护环境与生态。

草袋填土是传统的防护措施之一。1992年苏皖一带发生局部洪水,两省群众自发和经推广,使用大量编制型土工织物取代草袋,但直至1996年才基本上不用草袋,改变了传统的抢险办法。海河水利委员会利用土工织物研制了一整套抗洪方案,至1998年发生历史性大洪水时,编织袋才在全国得到推广。编织袋不仅强度高,容土量多,而且是人工材料,材源广阔。

利用土工膜建垂直防渗墙是我国群众性创新。国外采用的皆是硬质板状的土工锁板(geolock)。我国山东、福建、和辽宁等省创建的垂直铺设方法,是以自制的开槽机在地基内(按土质条件等选用不同机型)开槽,一般宽20cm,槽内泥浆护壁,避免塌壁,再将厚约0.3mm的塑料膜卷材垂直向置于槽内,随进程逐渐展开,及时向槽内填土,下部填土最好是透水性低的粘土,填至地表。填土要压实。目前最大铺设深度可达15m上下。防渗效果一般均较好。它在中小型工程中可代替传统混凝土防渗墙,施工简易,费用低廉。

群众性的另一种创新是桩膜围埝。它是施工时的临时挡水坝,在中小型工程施工应用十分简便。其结构是:先拦河设排桩或钢制桁架。在迎水侧将土工膜或涂料有纺织物紧固其上,膜下端有足够长度,向上游伸展,紧贴河床,压以土袋等重物,形成水平防渗铺盖。这种结构施工简便,费用低廉,材料还可回收重复利用。

此外,关于软体排、防止道路反射裂缝、利用土工格室在沙漠地区固沙,利用软式排水管排水以及以土工植被网改善环境与生态的应用都有显著发展。

在此期间,协会于1992年在江苏仪征和1996年在上海分别主持召开了全国第三届和第四届学术讨论会。第三届会议荣幸地邀请到当时的IGS主席R. K. Rowe教授参加。1994年协会组织代表参加在新加坡召开的国际第五届学术会议。1995年底协会成员还应邀出席了在台北的第八届道路铺面技术讨论会,会上介绍了祖国大陆土工合成材料在铁道、水利领域的发展动态。

协会组织编写了《土工合成材料工程应用手册》、《土工合成材料测试手册》、《土

工合成材料设计指南》和《塑料排水带地基设计规程》等。协会为会员散发了大量的国内外技术资料。协会无偿地为全国所有有需要的单位提供技术咨询；还经常地帮助或参与产品鉴定会、科技成果审查会、论证会、现场会、咨询会、研究生答辩会等。

在对待企业会员的工作中，协会坚持国家政策和利益为原则，帮助企业走上兴业道路，劝阻盲目上新项目；根据国内外的动态和工程需要，指明产品的前进方向；鼓励有序竞争，提倡以质量与技术服务来促销与开拓；积极架设产研桥梁，加强研发力量；努力介绍国外新技术，鼓励产品国产化；企业间发生矛盾时，以理说服，化解隔阂，不作仲裁，力争双赢结局；表扬先进，避免公开批评。多年来严正引导作风，使协会在会员中享有较高声誉，土工合成材料事业也同时稳健发展。协会密切配合国家建设需要，力尽所能，虽是一个纯民间组织，却受到了政府重视。

对便于社会各方面需求，提供更广泛咨询，1999年在铁道科学研究院建立了信息网站，现迁移至清华大学。由于经费等原因所限，业务尚未能阔步开展，但毕竟工作已启动。

步入标准化时期

1998年是一个不平凡的年份。当年发生了历史上的特大洪水，我国广大军民同心协力，投身于抗洪抢险的伟大壮举已永载史册。就是这一重大事件给土工合成材料的发展带来了历史性机遇：该技术步入了规范化进程。

当时在与洪水搏斗的过程中，土工合成材料发挥了它应有的显著功效。随后国务院领导同志高屋建瓴，数次书面指示要求在汛后水毁堤坝修复中，尽力推广采用土工合成材料，并提高材料质量，降低成本。旋即在国家经贸委和有关部委领导下，组织力量，着手编制相应的标准与规范，研究新材料，开发新产品。

水利部率先制定了《水利水电工程土工合成材料应用技术规范》。紧接着建设部与国家技术监督局联合组织以我国协会会员为主的编委会，编制和发布了国家标准《土工合成材料应用技术规范》。随后又颁布了土工合成材料产品的国家标准，继而适用于有关行业的铁道、公路和水运的技术标准相继问世。此外，水利部和交通部还完成了相应的材料测试标准。还有归口于全国塑料制品标准化技术委员会的约十项产品标准，包括土工膜、土工格栅、土工网、土工格室和土工植被网等标准也先后发布。至此，在1999年的上半年，涉及土工合成材料的产品、设计、施工和测试的系列标准就此初步建立。

其后，为贯彻实施各项标准，开展了一系列的活动。例如在全国各省市举办了数十期的标准宣贯研讨会，讲解标准内容，也进行科普宣传。组织示范工程等。水利部的有50项示范工程，包括堤防、水利枢纽、水闸、病险水库除险加固等，采用的土工合成材料品种多，数量大，如土工织物用量有257万 m^2 、复合土工膜273万 m^2 、土工模袋13万 m^2 和土工格栅、三维植被网等其它材料。铁道、交通和建筑等行业也都完成了一些示范工程项目。这些工程也都检验了各项标准和规范，取得了经验和教训。

此外，为进一步促进土工合成材料的推广应用，还编写了一些科普读物和参考书，例如《堤防工程土工合成材料应用技术》、水利部50项示范工程总结的《水利工程土工合成材料技术和应用》，协会组织编写的《土工合成材料工程应用手册》的修订再版（第二版），

和赴全国各地拍摄该材料在各种应用中的现场施工录象。

防洪抢险中虽然已经陆续应用了一些土工合成材料,但总体上几乎仍未脱离“人海战术”的水平,施工方法和工艺均较落后,缺少现代化的机械和设备,效率很低,工程质量检测和评定不够规范。根据这种情况,水利部提出了进一步加强土工合成材料在水利工程中的应用研究、开发和推广应用。这个项目于1999年通过了在国家经贸委的立项,最终确定了21个研究子项,并陆续完成任务。其中有一些新成果。现简述如下:

低价高摩擦土工织物防汛袋的研制;

抢护堤防管涌破坏的应用技术:开发了具有保砂、透水和消杀水势功能的滤垫和以PVC材料制成的装配式围井;

砂土充填土工织物长管袋筑坝;

新型土工模袋的应用:特点是灌浆口不固定,可按需要开孔;混凝土从上而下充满;

软体排抢护(防治)堤身渗漏险情的应用研究;研制成类似于小型机器人的铺排机械,重量轻,机动性好,能水下行走,自动铺排到指定位置,代替人力,减小水下施工风险;

土工织物新井管及反滤器研制:开发了多种可更换式的过滤器,解决了井管的机械淤堵和化学淤堵问题;

土工合成材料堤坝设计CAD;

土工合成材料检测仪器设备的标准化、系列化:调研总结了国内外测试技术的异同,对国内测试方法的评价,提出系列化、标准化途径,为今后修订测试标准提供科学依据;

国外土工合成材料应用调研:成果编写成专著和正式出版《国外土工合成材料的应用研究》。

以上成果在拓展土工合成材料应用领域,了解国际动态,促进施工专业化以及加速设计进程诸方面显然起到了积极推动作用。

这一时期我国土工合成材料工程应用相当活跃,涉及到各类材料和不同工程类型。从2000年底在宜昌召开的全国第五届学术会议论文集来看,发表的论文有180篇之多。其中占多数的是加筋与加固内容54篇,防护与环保的有24篇,这个数字反映了当前应用的热点所在,值得专门一提。前已介绍,我国国产化格栅的问世较晚。1998年第一条国产塑料格栅生产线首先在山东泰安投产,但时隔不久,即发展到20多家生产企业。而且在品种上趋于多样化。除了塑料格栅(单向的和双向的),还有经编(wrap knitted)格栅和由加筋带(包括钢塑复合带)交叉焊接成的筋带组合格栅。经编格栅由高强化纤或玻璃纤维编织,再浸以改性沥青而成,它的强度高,模量大,更具有柔性。几种格栅各有其最佳适用范围。例如塑料格栅多用于建造加筋土挡墙和陡坡,它是平板结构,施工便于操作和连接方便。可喜的是,这类格栅的制造在我国已逐步重视原料的合理配方,注意不同原料优选组合性能最佳的共聚物,重视防老化掺和料碳黑的掺量和粒状,尤其是关于产品的蠕变性能愈来愈受到关注。有的生产厂花巨资建立了设备良好的蠕变试验室,能够根据试验提出量化的蠕变极限强度,因而产品的某些性能指标甚至超过国际名牌,产品已走向国际市场。在当今市场竞争十分激烈,营销不规范的局面下,注意研发力量,以质取胜的经营理念非常值得提倡。经编格栅柔性好,适应地形,且模量高,在道路防治反射裂缝用途中显示其优

越性,已获得广泛应用。在此领域,还创新地研制成控制钉和自粘形格栅,更利于施工和保证工程质量。筋带状组合格栅制造工艺简化,并为传统的加筋带开辟了新应用领域,这种材料在房屋地基的加固中已经得到应用,尚待进一步开拓。说到环保与防护,这是个全球瞩目的大课题。我国许多大城市已启动兴建卫生型的现代化垃圾场。故而防渗、防护土工合成材料提上议事日程。首先是防渗材料的土工膜和土工合成材料膨润土垫(GCL)。GCL是由土工织物与土工织物或土工膜间包有膨润土或其它低透水性材料,针刺、缝接或化学剂粘接而成的一种防水材料。铺放在土工膜之下,作为补充防渗层以阻止垃圾淋滤液外渗的垫层。亦可用作其它工程的阻水层。我国曾从国外进口,但价格昂贵。我国有丰富的质优钠基膨润土料源,GCL近年来生产发展很快,已有约5家生产厂投产,质量满足基本要求。尚要不断提高质量,丰富系列,特别要进一步研究施工工艺。与之配合,国内已能生产宽幅土工膜,宽度达5m以上;垃圾场需要厚度大的土工织物,有的要求达到 $1200\text{g}/\text{m}^2$,正在向该方向努力。近几年土工格室、软式排水管以及排水用土工网也都有数量较大的生产和应用。

学术活动也不断举行。如2000年在著名的三峡工程现场召开了全国第五届学术讨论会,发表论文180篇。有幸邀请到土工合成材料创始人之一的基劳德(Giroud)教授,作了《从有关土工合成材料失败应用中得出的教训》等精辟报告。2001年和2002年又分别在上海、武汉和杭州举行了大型的《全国土工合成材料测试技术研讨会》、《土工合成材料防渗、排水和反滤学术讨论会》和《第一届全国环境岩土工程与土工合成材料技术研讨会》等,都出版了会议论文集。这些年会之间还多次举行了专题学术讨论会。在国际学术活动方面,1998年和2002年协会分别组团前往亚特兰大和法国尼斯参加了IGS主办的国际第六、七届学术讨论会。在尼斯会议上,我国发表论文35篇,数量仅次于美国,得到国际好评,这届大会还给我国三位会员颁发了2002年奖和1位学生优秀奖,还增补了中国为IGS理事会理事。在此期间又派员参加了在吉隆坡召开的亚洲地区第二届学术讨论会。

发展至今,我国土工合成材料事业总的情况可概述如下:在组织上有中国土工合成材料工程协会(CTAG)和国际土工合成材料学会中国委员会(CCIGS),成员互兼,基本上分管国内和国际技术活动。前者现有集体会员约660个,后者国际学会会员64人。在协会下分设了防渗与排水、加筋和测试技术等研究组。有约8省市分别成立了省市土工合成材料工程协会。为了开展学术活动灵活机动,上海、浙江、四川、西北、东北各成立了分会。全国生产土工合成材料的专业和兼营厂不少于200家,其中绝大多数是协会会员单位。据不完全统计,全国业已完建的土工合成材料工程项目已在2万项以上。经过多年努力,协会主办的学报即将创刊问世,与读者见面。

展望

土工合成材料的应用范围很广,遍及水利、公路、铁路、港口、机场、环保和城建等领域,可以说,凡是有岩土工程基本建设的场所,都有它用武之地。我国政策是通过抓基础建设带动整个国民经济建设。当前难得的机遇,是国家提出了和正在实施的西部大开发

战略,贯彻“十五”计划(2001~2005),着手南水北调工程、太湖流域整治、黄淮工程和港口、交通等建设。如西部开发的西气东输工程2003年下半年启动,投资约1000亿人民币;中国第二大水力发电站(龙潭)总装机容量540万千瓦,投资为243亿;西部铁路建设总投资1270亿,其中青藏铁路总长1142km,工程总投资262亿元,耗时将6年(目前该工程已大量应用土工格栅加筋土坡和建挡墙)。南水北调东、中、西三线总投资5000亿,其中东线将有26亿元建135座污水处理池。在水运方面,“十五”计划新增海港20处、内河码头23处。2005年前航空港要由129个增至150个。此外未来10年,长江上游水土保持和长江三峡周围环保与景观改造工程预计投资200亿元等。如此宏伟蓝图处处蕴藏着土工合成材料的无穷拓展空间和巨大商机。

土工合成材料不仅可以满足岩土工程的稳定、变形和排水止水三大方面的结构需要,而且可以解决当今全球瞩目的许多环保方面的问题,实现“人与环境相协调”的愿望,为此,它的应用前景未可限量。为迎接这一前程,还需要继续努力将我们的工作不断推进,迈上一个新台阶:

(1) 提高产品质量,扩大产品系列;坚决扭转单纯靠低价竞销的不良现象,树立以质量与服务为先的经营思想。

(2) 生产走向规模化。加强研发力量,力争创新产品。努力进入国际市场。

(3) 加强技术教育。在提高从业人员技术水平的同时,推进科普教育。将技术应用逐步做到用对,用好,用精,并不断有所创新。

(4) 进一步完善现有标准与规范。总结原有标准实施中的经验教训,吸收国外技术新发展,将其内容充实与提高。产品标准应密切结合工程实际,要为新产品尽快编制测试标准。

Twenty years of geosynthetics in china

Wang Zhenghong

(Beijing Industry University, Beijing, 100044)

Wang Yuren

(Chinese Technical Association of Geosynthetics, Tianjin, 300250)

[Abstract] The soil reinforcement technique in China may be dated back to the ancient time, but the normal application of geosynthetic materials and technology began only in 1980s. The developments may be roughly divided into 4 stages; spontaneous application, techniques imported, connection to world and standards establishment. This paper introduces the proceedings of various stages and comments their prospects.

浅谈大直径现浇混凝土薄壁筒桩土芯对竖向承载力的作用*

周建

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要]对薄壁筒桩而言,正确认识内部土芯的形成及产生的闭塞效应是研究其荷载传递机理及准确计算承载力的重要组成部分,本文从土芯的形成出发初步探讨了影响土芯高度的诸多因素,研究表明,各因素中最重要的是土层分布情况,它不仅影响着土芯的高度,对土芯的闭塞效应也有极其重要的影响。目前我国筒桩设计计算尚无规范可循,是否考虑土芯的作用及如何考虑意见很不一致,因此基于土芯基本性状的研究很有必要,本文最后指出了目前土芯研究中存在的问题,供下一步深入研究参考。

[关键词]土芯;影响因素;闭塞效应;竖向承载力

大直径现浇混凝土薄壁筒桩(以下简称筒桩)是中空薄壁现浇素混凝土或钢筋混凝土桩,外径一般为800mm~1500mm,壁厚50mm~200mm。该类桩直径较大(目前正向更大直径发展),属少量挤土桩,对周围环境影响较小;充分发挥了薄壁桩体对内部土体的环箍作用,经济效益较好,已在公路、水利及海洋工程中应用。该桩型的结构及施工工艺特点,决定了其荷载传递机理和承载力影响因素比实心桩型复杂。

筒桩与钢管桩和预应力管桩的不同之处在于,竖向承载力不仅由桩体外侧摩阻、桩端环形部分(混凝土部分)端阻组成,内部土体的侧壁摩阻力和端阻对承载力的贡献也不容忽视。筒桩在成桩过程中,桩端土一部分发生塑性变形,涌入桩内形成“土塞”或“土芯”(Soil plug),土芯达到一定高度后,桩外土体不能再进入筒内;进入桩内的土芯在沉桩过程及受到上部荷载作用时将产生一定压缩,当土芯不能再压缩时,在桩端形成闭塞土体,产生“闭塞效应”,产生闭塞效应的筒桩其破坏机理与闭口桩类似,但相应端阻的数值大小有差异。因此,如何正确估计土芯对承载力的贡献是筒桩竖向承载力计算关键所在,目前的设计计算中常忽略土芯的作用,事实上,任何过高或过低估计均不恰当。

工业民用建筑地基及公路路基中,筒桩基本为完全土塞模式(即土芯高度等于桩长),但在海洋平台、围垦、水利工程中不完全土塞模式也常出现(土芯高度小于桩长)。完全土塞与不完全土塞模式对承载力和沉降性状的影响机理是否相同,大小差异如何,目前尚未

* 收稿日期:2005年10月(浙江省水利厅科研项目,编号I40301)

有研究成果。

一般认为土芯的高度与土性、桩径、壁厚、桩入土深度及进入持力层深度等诸多因素有关。土体越软、模量越低、壁厚越薄,越容易形成土芯。桩径越大,土芯高度越低,反之则越大。国外一些学者对海洋工程中的钢管桩进行了研究,结果表明在相同相对密度的砂土中,土芯长度随土体水平方向应力增加而增加;当应力水平一样时,则随相对密度增加。软土中开口桩的土芯长度如何还待研究。不同土层分布对土芯形成及高度的影响,包括上软下硬、上硬下软等不同土层分布情况;土体水平向应力对土芯形成的影响;桩进入持力层的深度对土芯高度的影响等等都是需要进一步研究的内容。通过室内模型试验进行土芯压缩性研究,得到土芯压缩量计算公式或压缩量对桩竖向承载力影响的估算公式,值得开展,通过这些研究,可得到影响土芯形成及作用的主要因素及估算方法,为设计提供依据。

土芯的形成和高度一方面与桩端土的极限端阻力有关,同时也与土与内壁的极限侧阻力、筒桩内径等因素有关。土芯对桩竖向承载力的影响体现在两方面:土芯的侧壁阻力;和土芯的桩端阻力。

(1) 土芯的侧壁阻力

筒桩的竖向承载力由桩身端部阻力、桩外摩阻力和土芯端部阻力组成,土芯端部阻力又可分解为土芯侧壁摩阻和土芯压缩所提供的端阻力。郭平(2003)用有限元计算分析了筒桩荷载传递机理,并得到各部分对竖向承载力的贡献。结果表明,桩顶荷载作用的初始阶段,外摩阻最先发挥,荷载传递到筒桩端部,产生桩身端部阻力,此阶段内摩阻并未产生;随着桩顶荷载的增加,内摩阻逐渐发挥出来。图1是不同桩顶荷载下的内摩阻变化曲线,由图可见,内摩阻从下到上发挥,桩的上半段内摩阻几乎为零,因此内摩阻并没有沿整个桩长发挥,而是分布在桩端部分长度处(距土芯底部1/3~1/2处),其大小沿桩长呈指数分布。图中结果还表明,内摩阻力很小,但桩顶荷载的增大,内摩阻沿着桩长的发挥长度将越大,数值也逐渐增大。据此可见,目前普遍采用的忽略内摩阻力的竖向承载力计算模式是可行的。显然成层地基中,尤其是桩体下部土体为内摩擦角较大的砂土、粉土,此时土芯的内侧摩阻力值较软土中大。

(2) 土芯的桩端阻力

如果说筒桩的侧壁阻力很小,可以忽略的话,那么土芯端部阻力则不容忽视。当筒桩端部土体在上部激振力作用下逐渐进入桩内,达到应力平衡时,再大的外力也不能将外部土体挤入桩内,此时桩端闭塞,筒桩端部类似与实心桩开始提供端阻。下面结合图2,简要阐明

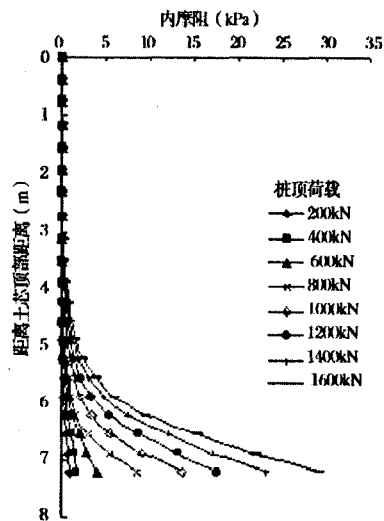


图1 不同桩顶荷载下筒桩内摩阻变化情况
(引自郭平, 2003)

筒桩桩端闭塞效应产生的条件。

设筒桩内径为 d , U_i 为筒桩内径周长, $A_i = \pi d^2$ 为土芯截面面积, γ_i 为土芯重度, 土芯长度为 l , 桩内壁极限侧摩阻力为 τ_{iu} , 桩端土地基极限承载力为 P_B 。土芯自重 $G = A_i l \gamma_i$, 桩端土对土芯向上的作用力为 $P_B = P_{iB} A_i$, 桩内壁对土芯作用向下的侧摩阻力 $Q_u = U_i l \tau_{iu}$ 。若认为土芯已压缩, 当 $G + Q_u > P_B$ 时, 桩端土不能进入桩管, 即产生了闭塞效应, 此时桩端土体破坏与闭口桩类似; 当 $G + Q_u < P_B$ 时, 土芯沿管内向上挤出, 桩端土大量涌入桩内; 当桩端土不能进入桩管时, 此时土芯极限高度为 $G + Q_u = P_B$ 对应的高度。

$$G + Q_u = P_B \quad (1)$$

$$\text{即} \quad A_i l \gamma_i + U_i l \tau_{iu} = P_B A_i \quad (2)$$

将桩的面积及周长代入得到:

$$\pi d^2 l \gamma_i + 2\pi d l \tau_{iu} = P_B \pi d^2 \quad (3)$$

$$d \gamma_i + 2\tau_{iu} = P_B \frac{d}{l} \quad (4)$$

整理得到:

$$l = \frac{P_B}{\gamma_i + \frac{2\tau_{iu}}{d}} \quad (5)$$

当土芯长度满足式(5)时, 桩端土不再进入桩内, 由式(5)可知:

① γ_i 越小, 土芯长度越大; 同样地 τ_{iu} 越小, 土芯长度 l 越大。这说明软土容易进入桩管内; 另一方面要产生闭塞效应需要的土芯高度也大, 换句话说, 土越软, 越不容易产生闭塞效应;

② 土较硬时, γ_i 、 τ_{iu} 较大, 产生闭塞效应需要的高度就小, 则土芯高度不大即可产生闭塞效应; 也就是说较好土层中容易产生闭塞效应; 当桩进入持力层深度较大时, 桩内侧摩阻力增大, 闭塞效应需要的土芯高度也不大, 因此该情况下也容易产生闭塞效应;

③ d 越大, 产生闭塞效应所需的土芯越高, 因此, 同样土质情况下, 桩径越大越不容易形成闭塞效应。

④ 如果端部持力层土质较好, 能提供的 P_B 较大, 则容易产生闭塞效应, 因为一般这种情况下, 土体的 γ_i 较大, 而且与桩内侧间的侧向摩阻力也较大, 因此在土芯长度不大的情况下就可产生闭塞效应。此时土芯部分的桩端阻力主要由桩端好土提供, 因此, 可按闭口桩估算端阻, 但需折减。

⑤ 筒桩打设过程中土体扰动, τ_{iu} 值降低, 此时桩端较多土体进入管内, 形成较长土芯; 一段时间后土体强度逐渐恢复, τ_{iu} 值提高, 此时较长的土芯在端部会产生闭塞效应, 桩端土无法再进入筒内, 这种情况在灵敏度较高的软土中会出现。

需要说明的是, 在式(5)推导过程中没有考虑桩端土体的侧阻作用。桩端附近不同的

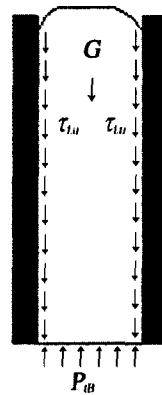


图2 土芯模型简单示意图

土体及不同的应力分布情况对土芯的形成及闭塞作用影响较大,如何考虑,尚待研究。

由以上分析可知,如果筒桩没有打入持力层或没有进入好土层一定深度,则闭塞效应较难产生,这时不考虑土芯端阻是偏安全的。

目前我国《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94)中,对钢管桩竖向承载力计算时已考虑了土芯作用。规范建议,根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定钢管桩单桩竖向极限承载力标准值时,可用下式进行计算:

$$Q_{uk_p} = Q_{sk} + Q_{pk} = \lambda_s u \sum q_{sik} l_i + \lambda_p q_{pk} A_p \quad (6)$$

$$\text{当 } h_b / d_s < 5 \text{ 时} \quad \lambda_p = 0.16 \frac{h_b}{d_s} \cdot \lambda_s \quad (6a)$$

$$\text{当 } h_b / d_s \geq 5 \text{ 时} \quad \lambda_p = 0.8 \cdot \lambda_s \quad (6b)$$

式中 q_{sik} 、 q_{pk} - 取与混凝土预制桩相同值;
 λ_p - 桩端闭塞效应系数,对闭口钢管桩 $\lambda_p = 1$,对敞口钢管桩按式(6a)或(6b)取值;当敞口钢管桩底部设置隔板,桩端的闭塞效应会提高,即 λ_p 增大。
 h_b - 桩端进入持力层深度;
 d_s - 钢管桩外直径;
 λ_s - 侧阻挤土效应系数,对于闭口钢管桩 $\lambda_s = 1$;敞口钢管桩 λ_s 按下表确定:

敞口钢管桩侧阻挤土效应系数 λ_s

表 1

d_s (mm)	≤ 600	700	800	900	1000
λ_s	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77

由式(6)可知,桩进入持力层越深,闭塞效应越大(与式(5)得到的结论一致),桩端提供的端阻也就越大。由于敞口钢管桩沉桩过程中一部分土进入管内形成土塞,一部分被挤向桩周,因此挤土效应不同于闭口桩。桩侧阻力的性状受挤土效应影响,也受桩端闭塞效应影响,式(6)中由系数 λ_s 反应。对敞口桩,由于挤土密度低,其侧阻低于挤土密度大的桩。而挤土密度又随桩径增大而减小。

式(6)反应了闭塞效应,也粗略反应了桩侧土的挤密,但仍有一些重要影响因素没能得到体现:

① 桩端附近不同土体对闭塞作用的影响如何?如果软土很深,桩没有打入持力层或好土,仍计算端阻是否偏不安全?

② 什么情况下应考虑桩的内侧摩阻力,如何计算及计算范围多大(沿整个桩长,还是只计算土芯下半部分)?为提高筒桩的竖向承载力,可否考虑将桩内壁作成锯齿状,以提高开口桩的内侧壁阻力?

③ 桩内土体对筒桩沉降影响如何?如何计算?可否沿用复合地基的计算模式?

④ 筒桩的水平向承载力如何考虑?

综上所述,目前筒桩土芯形成、作用机理及对桩承载力和沉降的影响尚不是很清楚,应开展相关研究,在试验的基础上提出合理的计算方法和模式。

参考文献

- [1] 郭平,大直径现浇混凝土薄壁筒桩竖向承载性状数值分析[D],浙江大学,2003.
- [2] 《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94) [S],北京:中国建筑工业出版社,1995.
- [3] 江苏省工程建设推荐性技术规程《现浇混凝土薄壁管桩技术规程》(苏JG/T017-2004) [S],江苏省建设厅,2004.
- [4] 《大直径现浇混凝土薄壁筒桩专利——技术研究与推广应用》(内部资料) [P],杭州国立基础工程技术开发有限公司,2004.
- [5] Jardine, R. J., Chow, F. C., Overy, R., and Standing, J., ICP design methods for driven piles in sands and clays [M], Thomas Telford Publishing, London, 2005.
- [6] Jardine, R. J., and Chow, F. C., New design methods for offshore piles [M], MTD Publication 96/103. London: Marine Technology Directorate, 1996.
- [7] Randolph, M. F., Leong, E. C., and Houlsby, G. T., One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles [J], Geotechnique 41, No. 4, 1991, P587~598.
- [8] 朱向荣、叶俊能、姜贤放、谢庆道,沉管灌注筒桩的承载特性浅析[J],岩土工程学报, Vol.25, No.5, Sept. 2003, P538~542.

Effect of soil plug on axial bearing capacity of large-diameter cast-in-situ tubular pile

Zhou Jian

(Geotechnical Engineering Institute, Zhejiang University, Hangzhou, 310027)

[Abstract] The forming and the influences of soil plugging on large-diameter cast-in-situ tubular pile is the basis of its load transfer mechanism and axial bearing capacity estimation. This paper studies various effects on soil plugging and among these facts different spreading of soil layers has the predominant effect and influences not only the height of soil plug but also the effect of plugging. So far in our country there is no suitable code for this type of pile and meanwhile lots of argument against that if soil plugging should be considered and how to estimate. So the basic research of soil plug is essential. In the end of the paper the unsolved problems in this subject are put forward for further study.

[Key words] Soil plug, influence factors, plugging, axial bearing capacity

桩基沉降计算方法的比较*

王钊

(武汉大学土木建筑工程学院 武汉 430072)

[摘要] 桩基础固结沉降的计算方法主要有实体深基础法和明德林法,前者又分为不计荷载扩散和两种考虑荷载扩散的方法。文中讨论了各种方法的原理、参数取值的影响,对实体深基础法中产生附加应力的自重荷载提出计算方法,并用一个实际算例比较了各种方法的计算结果。

[关键词] 桩基沉降;计算方法

概述

一般桩基础的沉降由三部分组成,桩身材料的弹性压缩、桩端以下土层在桩侧阻力和桩端阻力两者反力作用下的压缩变形,以及桩周土在桩侧阻力的反力和承台底部压力共同作用下的压缩变形。分析沉降的三个组成部分,桩材的弹性压缩和桩长成正比、与桩材的弹性模量成反比,如桩不是很长(不超过50m长),桩材的弹性压缩量很小,可忽略不计;对嵌岩桩可忽略桩端以下土层的沉降、或端承型桩基的地质条件不复杂、荷载均匀、桩端以下没有软弱土层也可不计桩端以下土层的沉降,故一般桩基可不进行沉降验算,只需按承载力计算。但对摩擦型桩基,上述第二和第三部分沉降不能忽略,应进行沉降验算。在计算群桩基础沉降时,一般只计算第二部分沉降,即桩端以下土层的最终沉降量。最终沉降量的计算方法仍然用单向压缩分层总和法。桩端平面,以及其下土层应力分布可采用各向同性均质线性变形体理论,按实体深基础法或明德林(Mindlin)应力公式法计算。

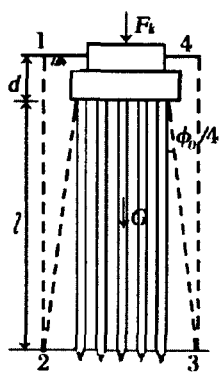
实体深基础法

当桩距不大于6倍桩径时,将桩群、承台和桩周土看作一个实体深基础,不计实体的竖向变形,以桩端以下土层的压缩变形作为桩基础的沉降量。

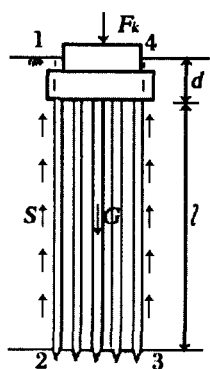
1. 实体深基础的划分

参见图1,有两种方法划分实体深基础,一是考虑荷载扩散,二是不计荷载扩散,其中,考虑扩散的扩散角度又有两种,即 $\phi/4$ 扩散角和2:1扩散角(见图2)。

* 收稿日期:2005年9月



(a)



(b)

图1 两种实体深基础

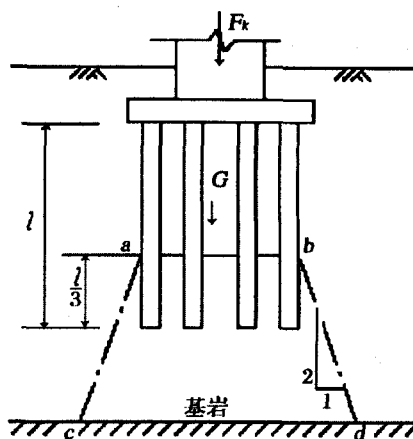


图2 2:1应力扩散角

(1) $\phi_0/4$ 扩散角^[1]

假定荷载从最外一圈桩顶外侧以 $\phi_0/4$ 的角度向下扩散, 交桩端平面于 2 和 3 点, 则实体为 1234 (图 1(a)), 实体深基础的底面积为:

$$A_p = (a_0 + 2l \tan \frac{\phi_0}{4}) \times (b_0 + 2l \tan \frac{\phi_0}{4}) \quad (1)$$

式中 a_0, b_0 —分别为相对边桩外边缘的间距, m;

ϕ_0 —桩长 l 范围内各土层内摩擦角的加权平均值, 即 $\phi_0 = \frac{\sum \phi_i l_i}{l}$, 其中, ϕ_i

为厚 l_i 的第 i 层土的内摩擦角。

桩端平面 23 处的附加压力为:

$$p_b = (F_k + G - W_{cs} - W_{ps}) / A_p \quad (2)$$

式中 F_k —相应于荷载效应标准组合时, 作用于桩基承台顶面的竖向力, kN;

G —群桩和承台的自重, 等于群桩和承台的体积与混凝土重度的积, 混凝土重度可取 (23~25) kN/m³, 混凝土强度等级高、配筋率高时取大值, kN;

W_{cs} —开挖的承台体积的土体自重, kN;

W_{ps} —灌注桩群桩体积的土体自重, 对打入预制桩, 取 $W_{ps} = 0$, kN。

在计算 G, W_{cs} 和 W_{ps} 时, 对地下水位以下部分应取浮重度计算。

(2) 2:1 扩散角^[2]

对粘土中的桩基础, 假设沉降的起点距桩端 $l/3$ 处, 即图 2 中的 ab 面, 桩对周围土的作用力从 a 和 b 点分别以 2:1 的斜线向下扩散, 即斜线与竖直线夹角为 26.6° , 见 ac 和 bd 线。以 ab 面为原点, 向下为正, 建立 z 坐标, 则任一深度 z_i 处的附加应力为:

$$p_i = \frac{F_k + G - W_{cs} - W_{ps}}{(a_0 + z_i)(b_0 + z_i)} \quad (3)$$

(3) 不计荷载扩散^[1]

桩和桩间土视为实体基础 1234 (图 1(b)), 底面积为,

$$A_p = a_0 \times b_0 \quad (4)$$

桩端平面 23 处的附加压力,

$$p_b = (F_k + G - W_{cs} - W_{ps} - S) / A_p \quad (5)$$

式中 S —群桩外侧面与土向上的总摩阻力, $S = 2(a_0 + b_0) \sum q_{sia} l_i$, kN;

q_{sia} —单位面积桩侧阻力特征值, kPa, 由当地静载荷试验结果统计分析算得, 也可参考文献^[3]中的桩周土摩擦力标准值。

2. 压缩土层的附加应力

对实体深基础 (1) 和 (3), 将桩端平面的附加压力 p_b 看作弹性地基表面的荷载, 用基于布辛尼斯克 (Boussinesq) 应力解的方法求桩端以下各土层的附加应力, 例如查文献^[1]中平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 计算。对实体深基础 (2), 直接用式 (3) 求计算分层中点的附加应力。

3. 计算最终沉降量

按各向同性均质线性变形体理论计算, 即按照《土力学》教材中的单向压缩分层总和法计算或用文献^[1]推荐的公式计算桩端平面以下压缩土层的变形。公式中的沉降计算经验系数 ψ_p 应根据地区桩基础沉降观测资料及经验统计确定。在不具备条件时, ψ_p 值可按表 1 选用。

桩基沉降计算经验系数 ψ_p

表 1

\bar{E}_s /MPa	$\bar{E}_s < 15$	$15 \leq \bar{E}_s < 30$	$30 \leq \bar{E}_s < 40$
ψ_p	0.5	0.4	0.3

明德林应力公式方法

1. 明德林法简介

明德林 (Mindlin) 解是在弹性半无限空间内部作用有一个竖直集中力时, 在弹性半无限空间内部任一点引起的竖向应力和位移, 因为桩基沉降的计算荷载, 如桩端阻力 Q_p 和桩侧摩阻力 Q_s 都作用于地基内部, 因此用明德林 (Mindlin) 解代替布辛尼斯克 (Boussinesq) 应力解求解桩端以下土层的附加应力更为合理。

假设桩基础由 n 根桩组成 ($k = 1, 2, \dots, n$), 桩端平面以下压缩层范围内有 m 个不同土层 ($j = 1, 2, \dots, m$), 第 j 层土中有 n_j 个计算分层 ($i = 1, 2, \dots, n_j$), 采用明德林应力公

式计算地基中的某点的竖向附加应力值时，可将各根桩在该点所产生的附加应力，逐根叠加按式(6)计算。一般情况计算点位于过群桩形心的竖直线上、桩端平面的下方，参见图3。

$$\sigma_{j,i} = \sum_{k=1}^n (\sigma_{zp,k} + \sigma_{zs,k}) \quad (6)$$

式中 $\sigma_{j,i}$ —桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力，kPa；

$\sigma_{zp,k}$ —第 k 根桩的端阻力在深度 z 处产生的应力，kPa；

$\sigma_{zs,k}$ —第 k 根桩的侧摩阻力在深度 z 处产生的应力，kPa。

z 的坐标原点在承台底部群桩形心处。

2.明德林沉降计算公式

文献[1]推荐用式(7)计算桩基础最终沉降量，

$$s = \psi_p \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{j,i} \Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \quad (7)$$

式中 s —桩基最终计算沉降量，mm；

$E_{sj,i}$ —桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量，MPa；

$\Delta h_{j,i}$ —桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度，m。

式(6)中，第 k 根桩的端阻力在深度 z 处产生的应力：

$$\sigma_{zp,k} = \frac{Q_p}{l^2} I_{p,k} = \frac{\alpha Q}{l^2} I_{p,k} \quad (8)$$

式中 Q —单桩在竖向荷载的准永久组合作用下的附加荷载， $Q = Q_p + Q_s$ ，kN；

Q_p —桩的端阻力，假定为集中力，参见图4，kN；

Q_s —桩侧摩阻力，可假定为沿桩身均匀分布和沿桩身线性增长分布两种形式组成，其值分别为 βQ 和 $(1 - \alpha - \beta) Q$ ，如图4所示，kN；

α —桩端阻力比， $\alpha = Q_p/Q$ ， $0 < \alpha \leq 1$ ，

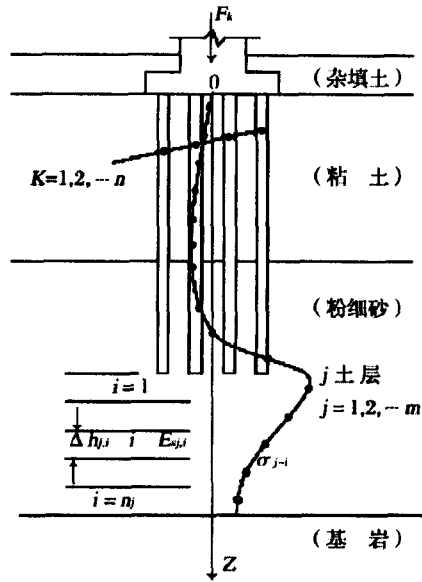


图3 明德林法计算桩基沉降

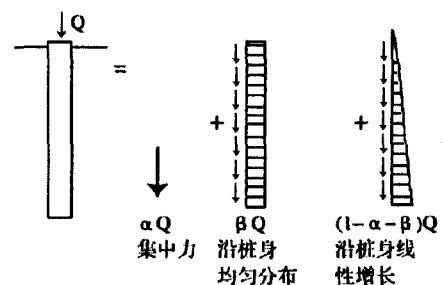


图4 单桩荷载分担

摩擦型长桩 α 取小值, 端承型桩取大值。

式(6)中, 第 k 根桩的侧摩阻力在深度 z 处产生的应力:

$$\sigma_{zs,k} = \frac{Q}{l^2} [\beta I_{s1,k} + (1-\alpha-\beta)I_{s2,k}] \quad (9)$$

对于一般摩擦型桩可假定桩侧摩阻力全部是沿桩身线性增长的(即 $\beta=0$), 则式(9)可简化为:

$$\sigma_{zs,k} = \frac{Q}{l^2} (1-\alpha)I_{s2,k} \quad (10)$$

式中 $I_{p,k}$, $I_{s1,k}$, $I_{s2,k}$ - 应力影响系数, 可用对明德林应力公式进行积分的方式推导得出, 参见[1]。

将式(8)和(10)代入式(6), 得到桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力,

$$\sigma_{j,i} = \frac{Q}{l^2} \sum_{k=1}^n [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha)I_{s2,k}] \quad (11)$$

将公式(11)代入公式(7), 得到单向压缩分层总和法沉降计算公式:

$$s = \psi_p \frac{Q}{l^2} \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}} \sum_{k=1}^n [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha)I_{s2,k}] \quad (12)$$

算例

分别用实体深基础法和明德林应力公式法计算图3所示桩基础的沉降量, 已知杂填土厚度 1.5m, 重度 16.5kN/m³; 粘土层厚 6m, 重度 18.9kN/m³, 液性指数 0.6, 压缩模量 7.8MPa, 内摩擦角 18°; 粉细砂层厚度 9m, 中密, 重度 19.0kN/m³, 压缩模量 10MPa, 内摩擦角 28°, 泊松比 $\nu = 0.33$; 桩基础的外荷载 $F_k = 3800$ kN, 承台底面积 4.0×2.9 m², 厚 0.5m, 12 根预制打入桩的桩长 $l = 10$ m, 桩径 30cm, 中心距 1100mm; 取混凝土的重度为 25kN/m³, 桩端阻力比 $\alpha = 0.2$ 。求解过程和结果如下:

1. 实体深基础法

(1) 考虑荷载以 $\phi_0/4$ 扩散角扩散

$$\frac{\phi_0}{4} = \frac{\sum \phi_i l_i}{4l} = \frac{18^\circ \times 6 + 28^\circ \times 4}{4 \times 10} = 5.5^\circ$$

由式(1)得底面积 $A_p = 24.46$ m², 承台体积 $V_c = 4.0 \times 2.9 \times 0.5 = 5.8$ m³ 取承台钢筋混凝土的重度为 25kN/m³, 承台体积土体的重度为 16.5kN/m³, 由式(2)得桩端平面的附加压力 $P_b = 4.60.9/24.46 = 166$ kPa 查规范表, 得 $\bar{\alpha} = 0.1734$, 据 $E_s = 10$ MPa, 查表 1 得, $\psi_p = 0.5$ 。

由规范推荐公式得最终沉降量

$$s = \psi_p \frac{p_b}{E_s} z \times 4\bar{\alpha} = 0.5 \times \frac{166}{10 \times 10^3} \times 5 \times 4 \times 0.1734 = 28.8\text{mm}$$

(2) 考虑荷载以 2 : 1 扩散角扩散

压缩土层的厚度为 $l/3$ 加桩端以下土层厚度, 即 $H=10/3+5=8.33\text{m}$ 。

压缩土层的中点 $z_f=8.33/2=4.165\text{m}$, 由式 (3) 计算得该点的附加应力 p , 则沉降量:

$$s = \psi_p \frac{p}{E_s} H = 0.5 \times \frac{4060.9 \times 8.33}{(3.6 + 4.165)(2.5 + 4.165)} = 32.7\text{mm}$$

(3) 不计荷载扩散

由式 (4) 得底面积 $A_p=9\text{m}^2$, 从文献^[3]查得 q_{sia} , 则群桩外侧面受土向上的总摩阻力:

$$S = 2(\alpha_0 + b_0) \sum q_{sia} l_i = 2 \times (3.6 + 2.5) \times (26.8 \times 6 + 25 \times 4) = 3181.8\text{kN}$$

由式 (5) 得桩端平面的附加压力:

$$p_b = (F_k + G - W_{cs} - W_{ps} - S) / A_p = (3800 + 356.6 - 95.7 - 3181.8) / 9 = 97.7\text{kPa}$$

查规范表, 得 $\bar{\alpha} = 0.1257$, 由规范推荐公式得最终沉降量:

$$s = \psi_p \frac{p_b}{E_s} z \times 4\bar{\alpha} = 0.5 \times \frac{97.7}{10 \times 10^3} \times 5 \times 4 \times 0.1257 = 12.3\text{mm}$$

在用规范推荐公式计算最终沉降量时, 因采用的是平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$, 计算得 5m 厚压缩土层的平均附加应力是精确值, 且该土层 E_s 为同一值, 故不须分层计算。

2. 明德林沉降算法

先不分层, 用式 (11) 计算层中点 $z = 12.5\text{m}$ 处附加应力, 再用式 (12) 求最终沉降量, 然后将桩端下压缩土层分成 5 层计算, 再比较计算结果。

(1) 压缩层为一层

由于群桩分布的对称性, 参见图 5, 只计算图中 1、2、3、4 号桩 (其中 1、2 号桩各 4 根, 3、4 号桩各 2 根), 由式 (11) 得:

$$\sigma_{ji} = 4(\sigma_{zp,1} + \sigma_{zs,1}) + 4(\sigma_{zp,2} + \sigma_{zs,2}) + 2(\sigma_{zp,3} + \sigma_{zs,3}) + 2(\sigma_{zp,4} + \sigma_{zs,4})$$

用 [1] 中的公式分别计算得各桩的应力影响系数 I_p 和 I_{s2} , 列于表 2,

各桩的应力影响系数 I_p 和 I_{s2}

表 2

桩号	I_p	I_{s2}
1	1.080	0.645

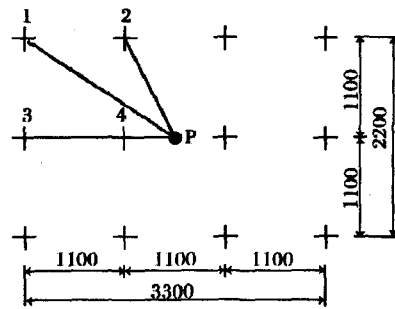


图 5 群桩平面位置 (单位: mm)

2	1.973	0.848
3	1.423	0.731
4	2.916	1.011

用式(11)计算得 $z = 12.5\text{m}$ 处的附加应力为: 19.9kPa ; 用式(12)计算得最终沉降量为: 9.9mm 。

(2) 压缩层分为五层

将桩端下压缩土层分成等厚的5层, 每层厚度 1m , 各分层中点的 z 值和计算得附加应力 σ_{ji} 值列于表3, 各分层的压缩量 Δs 也列于表中。

各压缩层的计算结果

表3

层号 i	z/m	σ_{ji}/kPa	$\Delta s/\text{mm}$
1	10.5	34.9	3.49
2	11.5	28.2	2.82
3	12.5	19.9	1.99
4	13.5	14.32	1.43
5	14.5	10.75	1.08

总沉降量为表中五层压缩量之和, 即 $s = \sum \Delta s = 10.8\text{mm}$ 。分五层计算的沉降量与一层计算的沉降量相差约 1mm , 这是因为桩端以下的附加应力不是直线分布, 参见图3 (据表3数据绘制, 桩端以上的应力系由式(6)计算。标于 z 坐标轴左侧的 σ_{ji} 为拉应力)。

3. 计算结果比较

(1) 上述四种方法计算得桩基沉降量分别为:

以 $\phi_0/4$ 扩散的实体深基础法: 28.8mm 。

以 $2:1$ 扩散的实体深基础法: 32.7mm 。

不计荷载扩散的实体深基础法: 12.3mm 。

明德林法 (取桩端阻力比 $\alpha = 0.2$): 9.9mm (一层计算), 10.8mm (分五层计算);

(2) 从表2可见应力影响系数 I_p 大于 I_{s2} , 即桩端阻力产生较大的附加应力和沉降, 因此, 如选用不同的桩端阻力比 α , 对计算结果有一定影响, 例如, 按一层计算得 $z = 12.5\text{m}$ 处的附加应力和桩基沉降量列于表4。

不同的桩端阻力比 α 对计算结果的影响

表4

α	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{ji}/kPa	16.0	17.9	19.9	21.8	23.7	25.7	27.6	29.5	31.5	33.4	35.4
s/mm	8.00	8.97	9.95	10.9	11.9	12.8	13.8	14.8	15.8	16.7	17.7

总结和讨论

(1) 对实体深基础法中产生附加应力的自重荷载, 建议用承台和桩的体积乘以混凝土和置换土体的重度差计算, 对预制打入桩不计桩的体积;

(2) 介绍和用实例比较了国内外常用沉降计算方法, 重点给出对明德林法的学习心得;

(3) 实例计算结果相差较大, 但本例考虑荷载扩散的两种实体深基础法结果相近, 而

不考虑荷载扩散的实体深基础法与明德林法结果相近;

(4) 明德林法可通过改变桩端阻力比 α 大幅度调整沉降计算结果 (相差达一倍);

(5) 摩擦桩基的沉降不能简单地应用弹性理论计算方法, 需引入不同的假定去修正, 如应力扩散角、总摩阻力 S , 以及 α 和 ψ_p ;

(6) 拟合和修正需工程实测数据, 目前缺乏这些数据。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家标准, 建筑地基基础设计规范 GB 50007-2002 [S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2002 年.
- [2] 王钊主编, 基础工程原理 [M], 武汉: 武汉大学出版社, 2001 年.
- [3] Braja M. Das, Principles of foundation engineering [M], PWS-KENT Publishing Company, 1990.
- [4] 中华人民共和国国家标准, 建筑地基基础设计规范 GBJ 7-89 [S], 北京: 中国建筑工业出版社, 1989 年.

A comparison of calculation methods of pile settlement

Wang Zhao

(School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan, 430072)

[Abstract] The consolidation settlement of pile foundation was mainly calculated by deep equivalent footings and Mindlin's methods, former were divided into both with or without lateral expansion of the equivalent footing. The principles and effects of parameters of different calculation methods were discussed. A method to evaluate self-weight load in the deep equivalent footings method was given. The calculation results of different calculation methods were compared with a same example.

Geoshanghai International Conference

由同济大学、上海市土木工程学会、美国土木工程师学会 (ASCE) 联合举办的国际会议 (Geoshanghai International Conference) 将于 2006 年 6 月 2-4 日在上海召开, 会议主题涉及岩土工程的理论与实践, 包括土力学与微观土力学、土动力学与地震工程、深基坑与围护结构、深基础、隧道及地下工程、岩土工程原位测试与监控、地基处理、土工织物、非饱和土力学、环境岩土工程、岩土工程信息化、现代城市岩土工程新技术、工程实录

等, 论文将以美国 ASCE 专辑 (ASCE Geotechnical Special Publication) 的形式发表, 并被 EI 检索。

详细信息请浏览网址:

<http://www.geoshanghai.org> 或 E-mail 至 geoshanghai@mail.tongji.edu.cn 欢迎投稿和参加会议。

(同济大学 朱合华 供稿)

螺杆桩新技术及其应用*

彭桂皎

(武汉理工大学 武汉 430000)

虞锋

(铁道部第四勘测设计院 杭州 310000)

徐学军 石庆华

(海南中乘工程勘察设计院有限公司 海口 570000)

张超 张宁

(深圳大正业工程机械有限公司 深圳 518000)

赵思学

(海南大学 海口 570000)

[摘要] 螺杆桩技术的诞生,开创了变截面桩的新思路。本文扼要介绍了螺杆桩的构造、受力原理及工法,并创建了与之结果相匹配的计算公式和相关的计算参数等。通过对实际工程的运用,取得了静载试验与计算结果的对比资料。并对公式的合理性、可行性进行了验证。

[关键词] 半螺丝桩; 螺杆桩; 现浇全螺纹灌注桩; 法向应力

螺杆桩作为一项新型桩,是一种“上部为圆柱型,下部为螺丝型”组合式桩,该桩及成桩工法简称螺杆桩技术(该技术2003年申请了发明专利,名称为“半螺丝桩及其成桩工法”)。2005年获得了专利该技术已被列为“2004年海南省建设科研项目”、“2005年建设部科学技术项目计划”、“2005年全国建设科技行业推广项目”。现浇螺杆桩是在施工过程中采用桩机钻具旋转挤压土体泵压砼成桩。与打入式预制桩相比,施工噪音低、无振动、对已施工的桩无影响;与全螺旋钻、普通泥浆护壁成孔的灌注桩相比,无泥浆污染和弃土问题。螺杆桩是一种具有很高实用价值的新型桩。现浇螺杆桩的成桩工艺实践及设备目前以广东、海南技术为研发重点。目前螺杆桩技术正在不断完善中,螺杆桩在海南省的数十项工程中得到了充分的肯定。该桩适用于粘性土、粉土、砂土及软土等土层,螺杆桩被证明是一种适用广泛、安全、经济的桩基新技术。

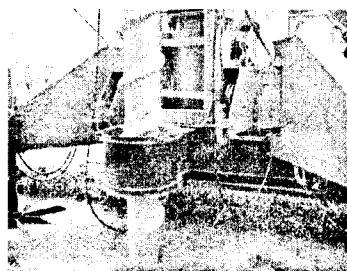


图1 螺杆桩在成桩中

螺杆桩技术

* 收稿日期: 2005年11月

螺杆桩技术是在全螺旋灌注桩、全螺纹灌注桩和高强度钢纤维混凝土全螺纹预制桩的基础上研制成功的。

螺杆桩是采用了变截面的构造形状,因此更加符合在荷载作用下应力场由上而下减小的分布规律,应力分担比及刚度变化的要求,调整了土体与桩之间的作用,桩侧土体应力分担比及应力扩散度提高,桩端荷载减少,使桩身受力与土体受力协调一致^[1]。

螺杆桩上下两部分的长度设计是弹性的。按照土质情况,以桩径400mm的螺杆桩为例:上部柱体部分直径为400mm;下部带螺牙部分外径为400mm、内径为250mm~300mm、螺牙根部高度为80mm~100mm、螺牙叶片高度为50mm、螺牙片间距为400mm。如图4所示。

桩在竖向受力方面,其附加应力是遵循由上至下逐步减小的规律。因此,选择桩螺杆螺纹部分设计于何类土层是非常关键的。螺杆螺牙间的土体强度将直接影响整个桩的强度、刚度及承载力的发挥。而在软弱土体中,土的抗剪能力微乎其微。

目前,国内外学者对全螺纹桩承载力进行了初步探讨。在有关全螺纹桩的文献中,也提到以土体的抗剪强度 τ_{si} 确定螺纹桩的单桩竖向极限承载力^[2]:

$$Q_{sk2} = u \sum \tau_{si} l_i \quad (1)$$

式中, τ_{si} 为桩侧第 i 层土的极限桩抗剪强度特征值。

根据上述公式,以饱和粘性土进行比较。饱和粘性土中, $\tau_{si} = c_{si}$, 式中 c_{si} 为的土不排水剪切强度;并引用汤姆逊 (Tomlinson, 1971) 的 α 法理论: $q_{sik} = \alpha c_{si}$, 式中, α 为粘着力系数 (0.2~1.0), 提出了全螺纹桩与传统直线型灌注桩承载力关系为

$$Q_{sk2} = u \sum c_{si} l_i = \frac{1}{\alpha} Q_{sk1} = (1 \sim 5) Q_{sk1} \quad (2)$$

式中 Q_{sk1} - 螺纹直线型灌注桩侧阻力。

以上说明,在一定程度上反映了在饱和粘性土中螺纹桩竖向承载力大于传统灌注桩的现象和用抗剪强度计算螺纹桩侧阻力的思路。问题是,抗剪强度指标的边界条件如何界定? 库仑公式中的法向应力如何取值? 在已有文献中没得到解决。其二,实践证明:现浇的全螺纹灌注桩(简称螺纹桩)是采用普通砼现浇实现高强度钢纤维全螺纹预制桩的螺纹外形



图2 桩螺杆部分

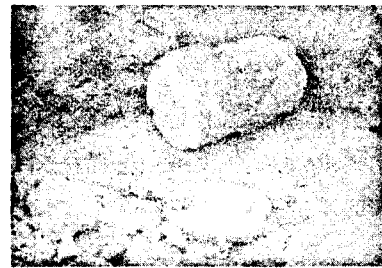


图3 螺杆桩螺纹部分

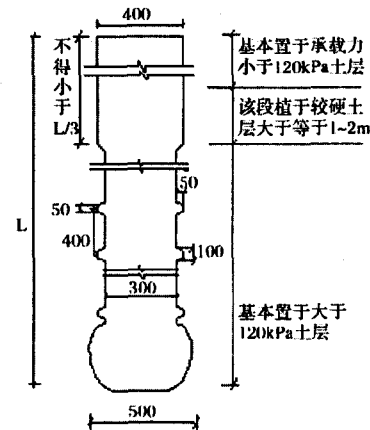


图4 螺杆桩剖面图(单位: mm)

特征, 来试图提高桩的承载力和节约材料。但是, 由于普通现浇砼灌注桩强度的局限性, 在同等外径桩条件下, 螺纹桩的内螺杆较细, 截面强度亦不能满足荷载传递的要求, 致使桩身上部的强度几乎不能满足工作荷载下竖向承载力传递的基本要求, 往往出现桩身强度先于土体达到破坏的现象。因此在同等桩径下, 全螺纹灌注桩还会出现承载力弱于普通灌注桩的现象。这一点, 已被工程试桩所证实。

由于附加应力是遵循由上至下逐步减小的规律, 桩身应力逐步分担, 约为 10:1。螺杆桩的上大下小的分段设计, 满足了承担规律性分布的附加应力。桩的竖向承载力与桩的长细比也有着密切的关系, 刚度的大小在制约桩的受力变形作用重大。螺杆桩上部的柱体段在荷载传递过程中, 提高了桩身刚度和加大了受压面积, 对螺纹段功能发挥起到了保证性作用。

螺杆桩设计上利用一般土层上软下硬的特点, 在承载力大于120kPa的土层中设计成桩螺牙, 承载力小于120kPa的土层中设计成圆柱体桩, 同时螺杆桩成桩呈螺旋状挤压土体, 对桩周土进行了挤密加固, 提高了地基土的承载力和桩侧摩阻力。

因此, 把满足桩身强度和刚度条件作为全螺纹桩研究的先决条件, 这一点应尤其重要; 其次, 软土与桩的螺牙交叉负作用力不可忽视。

螺杆桩的力学计算

基于满足上述基本条件, 螺杆桩的单桩竖向极限承载力还需要针对其受力机理建立自己的公式。

(1) 关于抗剪强度指标的边界条件

作为螺杆桩螺纹段叶片间的螺纹形环状土体, 当桩顶受荷时, 先是受压后受剪。一般无排水环境, 受力方向与剪切滑动面沿伸方向平行。因此, 土的抗剪强度指标粘聚力 c 和内摩擦角 ϕ 应选择固结不排水直剪方法测定值。

(2) 关于库仑公式中法向应力 σ 的取值问题

由土力学原理和大量试验结果分析表明: 砂性土抗剪强度与法向应力之间的关系是一条通过原点的直线, 直线方程可用库仑公式 $\tau_f = \sigma \tan \phi$ 表示。对于粘性土, 抗剪强度与法向应力之间也基本成直线关系:

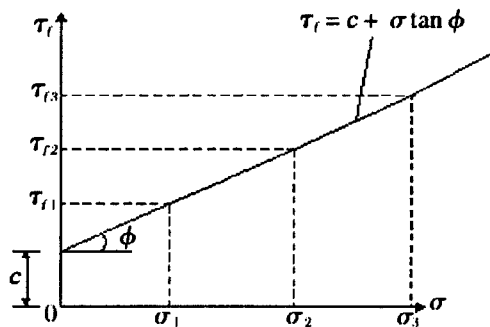


图5 抗剪强度 τ_f 与法向应力 σ 的关系

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

它们共同点是都遵循抗剪强度和法向应力成正比关系的规律。

根据《土工试验方法标准》(GB/T50123-1999) 剪切试验中的垂直压力(法向应力)划为 100kPa、200kPa、300kPa 和 400kPa 四档。试验时根据工程实际和土的软硬程度施加各级垂直压力。

在竖向荷载作用下, 螺杆菌桩周土上的法向应力主要是来自成孔时挤土的水平力和成桩过程中泵压混凝土的水平挤压力, 而且是长期存在的实际法向应力。

鉴于以上分析, 在螺杆菌桩侧阻力剪切强度计算中, 根据土性, 按《土工试验方法标准》(GB/T S0123-1999) 划为 100kPa、200kPa、300kPa、400kPa 四档确定法向应力 σ 值, 详见表 1。

(3) 螺杆菌桩侧阻力计算

由于螺杆菌桩是由直杆段和螺纹段两部分构成。因此, 侧阻力的计算需分段进行。

直杆段侧阻力 Q_{sk1} 计算

螺杆菌桩直杆段侧阻力 Q_{sk1} 是由桩土之间的摩阻力实现的。所以, 计算方法与传统直线型干法施工灌注桩相同。即:

$$Q_{sk1} = u \sum q_{sik} l_{i1} \quad (4)$$

式中 q_{sik} - 螺杆菌桩直杆段极限侧阻力特征值 (kPa); 可按表 2 取值;
 u - 桩身周长 (m);
 l_{i1} - 螺杆菌桩直杆段穿越第 i 层土的厚度 (m)。

(4) 螺杆菌段侧阻力 Q_{sk2} 计算

螺杆菌桩螺纹段的侧阻力 Q_{sk2} 是由桩的螺牙与土的机械咬合作用力通过桩孔侧壁土的抗剪强度体现的, 与直杆段桩的受力机理截然不同, 建议按下式计算:

$$Q_{sk2} = u \sum \tau_{si} l_{i2} \quad (5)$$

式中 τ_{si} - 螺杆菌桩螺纹段第 i 层土抗剪强度值 (kPa);

(5) 土层抗剪强度的确定方法 (c , ϕ)

根据室内土工试验抗剪强度指标按下式计算

$$\tau_{si} = \sigma_i \tan \phi_i \quad (\text{砂类土}) \quad (6)$$

$$\tau_{si} = c_i + \sigma_i \tan \phi_i \quad (\text{粘性土}) \quad (7)$$

式中 σ_i - 第 i 层土剪切滑动面上的法向应力 (kPa), 可按表 1 取值;
 c_i - 第 i 层土的粘聚力 (kPa);
 ϕ_i - 第 i 层土的内摩擦角 ($^\circ$)

(6) 螺杆菌桩桩端阻力计算

由于螺杆菌桩在成孔过程中对孔底有挤土作用, 加之管内泵压混凝土有较高的压力, 作用机理相似预制桩。计算式如下:

$$Q_{pk} = q_{pk} A_p \quad (8)$$

式中 q_{pk} - 极限端阻力特征值 (kPa), 可按表 2 取值;
 A_p - 桩端面积。

(7) 螺杆菌桩单桩竖向极限承载力计算

将螺杆菌桩直杆段侧阻力、螺纹段侧阻力和端阻力公式合并即得螺杆菌桩单桩竖向极限承

承载力计算公式:

$$Q_{uk} = u [\sum q_{sik} l_{i1} + \sum (c_i + \sigma_i \tan \phi_i) l_{i2}] + q_{pk} A_p \quad (9)$$

- 式中 Q_{uk} - 单桩竖向极限承载力特征值, (kN);
 q_{sik} - 直杆段桩第 i 层土极限侧阻力特征值, (kPa), 可按表 2 取值;
 u - 桩身周长 (m);
 l_{i1} - 直杆段穿越第 i 层土的厚度 (m);
 l_{i2} - 螺纹段穿越第 i 层土的厚度 (m);
 c_i - 第 i 层土的粘聚力 (kPa);
 ϕ_i - 第 i 层土的内摩擦角;
 σ_i - 第 i 层土的抗剪强度对应的法向应力 (kPa)。可按表 1 取值 (kPa)。

土层抗剪强度计算对应的法向应力 表 1

土名称	土的状态	剪切试验法向应力 σ (kPa)			
		100	200	300	400
粘性土	$0.75 < I_L \leq 1$	√			
	$0.50 < I_L \leq 0.75$		√		
	$0.25 < I_L \leq 0.50$			√	
	$0 < I_L \leq 0.25$				√
粉土	$0.75 < e \leq 0.9$				
	$e < 0.75$				
粉细砂	稍密		√		
	中密			√	
	密实				√
中砂	中密			√	
	密实				√
粗砂	中密			√	
	密实				√
砾砂	中密、实密				√

螺杆桩极限侧阻力、极限端阻力特征值 表 2

土名称	土的状态	直杆段极限侧阻力特征值 q_{sik} (kPa)	桩的极限端阻力特征值 q_p (kPa)		
			$h \leq 9$	$9 < h \leq 16$	$16 < h \leq 30$
填土		20-28			
淤泥		11-17			
淤泥质土		20-28			
粘性土	$I_L > 1$	21-36			
	$0.75 < I_L \leq 1$	36-50	210-840	630-1300	1100-1700
	$0.5 < I_L \leq 0.75$	50-66	840-1700	1500-2100	1900-2500
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	66-82	1500-2300	2300-3000	2700-3600
	$0 < I_L \leq 0.25$	82-91	2500-3800	3800-5100	5100-5900
粉土	$I_L < 0$	91-101	3800-5100	5100-5900	5900-6800
	$e > 0.9$	22-44	640-1500	1100-1900	1700-2500
	$0.75 \leq e \leq 0.9$	42-64	840-1700	1300-2100	1900-2700
粉细砂	$e < 0.75$	64-85	1500-2300	2100-3000	2700-3600
	稍密	22-42	800-1600	1500-2100	1900-2500
	中密	42-63	1400-2200	2100-3000	3000-3800

	密实	63-85	1600-2400	2300-3200	3200-4000
中砂	中密	54-74	3600-5100	5100-6300	6300-7200
	密实	74-95	3800-5300	5300-6500	6500-7500
粗砂	中密	74-95	5700-7400	7400-8400	8400-9500
	密实	95-116	5900-7600	7600-8600	8600-9800
砾砂	中密、密实	116-138		6300-10500	
角砾、圆砾	中密、密实			7400-11600	
碎石、卵石				8400-12700	

土层物理指标统计

表3

土层名称及层号	内摩擦角(°)	凝聚力(kPa)	压缩模量(MPa)	重度(kN/m ³)	建议采用承载力特征值(kPa)	桩极限侧阻力(kPa)	桩极限端阻力(kPa)
①素填土					70		
②粉细砂	20.0	25.0	7.9	20.9	100	25	
③砂质粘土	18.0	40.0	5.84	20.4	180	85	
④粉质粘土	20.0	60.0	9.55	20.3	280	90	4000
⑤强风化细砂岩	25.0	40.0	10.0	20.8	300		
⑥中风化细砂岩					1000		

单桩竖向极限承载力试验值与计算值对比

表4

建筑物编号	桩型	桩径mm	桩长m	单桩竖向极限承载力(kN)		
				静载试验值	公式计算值	试验值与计算值的比值
B1		400	12.6 (8.6)		2577.51	1.11
B2		400	9.0 (6.0)	2880.00	2189.11	
A1		400	8.5 (5.5)	2640.00	2089.58	1.20
A2		400	9.4 (6.4)		2117.84	

注：括号（）中的数字为螺杆桩螺纹段桩长。

工程应用实例

拟建的建筑物位于三亚市，场地呈长方形。共建住宅楼4连套，框架结构，6~12层，无地下室。规划总用地面积77957.56 m²，抗震设防类别为丙类建筑。

从表4不难看出，计算值略低于试验值，差值0.12~0.20之间，由此可知，本文中建立公式是比较接近工程实际的，因此可用于工程计算。

结论

(1) 螺杆桩以外型独特，受力机理及工法科学为基础，利用了土的抗剪强度大幅度提高桩侧阻力，实现了在相同条件下比传统灌注桩提高单桩竖向极限承载力的新方法；

(2) 螺杆桩施工工艺简单、不取土、不振动、不排浆、无污染，利于环保；

(3) 适用范围广泛, 可用于CFG桩复合地基, 亦可用于基桩。

参考文献

- [1] 刘金砺, 新型桩挤扩支盘灌注桩设计与工程应用[M], 北京: 机械工业出版社, 2003.
[2] 吴敏, 李波扬, 全螺旋灌注桩—螺纹桩竖向承载力初探[J], 武汉大学学报(工学版), 2002, 10: 109-112.

A novel screw stake technology and its application

Peng Guijiao

(Wuhan University of Technology, Wuhan, 430000)

Yu Feng

(The Fourth Survey and Design Institute of China Railway, Hangzhou, 310000)

Xu Xuejun Shi Qinghua

(Hainan Zhongcheng Investigation & Design Institute Co., Ltd, Haikou, 570000)

Zhang Chao Zhang Ning

(Shenzhen Dazhengye Engineering Machinery Co., Ltd, Shenzhen, 518000)

Zhao Sixue

(Hainan University, Haikou, 570000)

[Abstract] The screw stake is a new technology and a new concept of section-changed stake. This text introduces the structure of the screw stake and the principle of force suffered and the working methods in summary, and establishes the calculation formula and related calculation parameters etc. Compare the calculation results to the experimental results obtained from the actual usage of the engineering. And carry on the verification to the rationality and feasibility of the formula.

[Key words] half screw stake, screw stake, the whole thread infused stake, radial stress

新书推荐

《高等级公路地基处理设计指南》

人民交通出版社2005年11月出版 定价: 50元

本《指南》由浙江大学龚晓南教授主编, 分章邀请全国20多位地基处理专家编写而成。全书共分16章, 涉及高等级公路地基处理设计的全部内容。有较强的实用指导性和较高的参考价值, 可供从事高等级公路地基处理设计师和大专院校有关专业师生参考。

购书事宜详见本期《地基处理协作网》资料站资料库目录。

填海区内静力压桩的试验研究*

沈文水

严中铂

(杭州余杭经济开发区管委会 杭州 311100)(杭州远东房地产开发有限公司 杭州 311100)

俞峰

应江远

(香港大学土木工程系 香港)(坤和建设集团有限公司 杭州 310006)

[摘要] 静压法施工已在东南沿海的软土地区得到广泛的应用。然而,在强度较高的土层中,如在砂性土中,鉴于压入难度,静压法一般不推荐使用。在香港的填海区域,广泛分布着砂性的海洋沉积土和风化程度不一的花岗岩。本文报导了一根长41.5m的静压H型钢桩在填海区内的压桩及载荷试验。试验中使用了大型的静力压桩机,最大压桩力达7375kN。该桩使用超载预压法压入,以单位时间内的沉降量作为收桩控制条件。沿桩长安装有30个应变计,以测定压桩及载荷试验过程中的桩身应力分布。同时,在离桩身不同距离处,装有三个水压计,以观测超静孔隙水压的变化情况。试验结果表明,当桩端通过水压计深度时,超静水压达到最大。超静水压一般在施工之后的半小时之内就几乎完全消散。按超载预压法施工的静压桩能够提供足够的设计承载力。与类似土层中的打入桩情况不同,静压桩的荷载传递表现为摩擦桩性状。

[关键词] 静压桩; H型钢桩; 压桩试验

绪论

在人口稠密的香港地区,部分浅海区通过填海被改造为建筑用地。打入桩和钻孔桩是该地区高层建筑的常用桩型。近年来,静力压桩作为一种绿色施工工艺被引入香港。虽然静压桩在中国大陆已有广泛的应用,但应用条件主要局限于软土地区。当需要穿透数米厚的砂土层时,各地区的规范一般都不推荐使用静压桩(史佩栋,1999)。香港的填海区主要分布砂粒含量较高的海洋沉积土和花岗岩残积土。在这样的地质条件下使用静压桩,工程界普遍缺乏经验。而至今为止,桩基础的设计很大程度上还是依赖于经验和现场试验(Randolph,2003)。砂性土中静压长桩的原型试验,海内外均鲜有报道。为此,受特区政府房屋署委托,作者在香港的填海区进行了为期两年的静压桩现场试验。本文报道了其中一根桩的试验成果。其余部分的试验成果报道可参见Lee et al.(2004),Yang et al.,Yu et al.(2003),Yu(2004)。

* 收稿日期:2005年11月

地质条件及试验设置

试验场地位于香港九龙东南部填海区,即原启德机场区域。场地地层分布见图1所示。

场地土质较硬,主要表现为粉质砂土,砂粒的含量一般超过50%,其余部分为粉土和粘土颗粒。图中的标贯N值为标准锤在连续两个150mm贯入度内未经修正的锤击数。

沿H型钢桩身的15个截面安装有Geokon频振型应变计,每个截面的内角对称布置两个应变计。在地表以下15m处,即海洋沉积土层内,安装有3个Geokon频振型水压计,它们与桩中心的径向距离分别为1.37m,4.5m,6m。

试验中使用了800吨的液压式压桩机,最大压桩行程1.6m。该H型钢桩的单桩设计承载力为2950kN(1.0P),其截面尺寸为305×305×180kg/m,由12m的桩段焊接而成。由于沿桩身装有应变计,接桩须在压桩前预先完成,然后通过吊装置于压桩位。如图2所示。

桩的压入采用了超载预压法,即最终压桩力须达到7375kN(2.5P),然后维持压桩力直至15min内桩顶的下沉不大于5mm。该桩的最终桩长为41.5m,桩端进入花岗岩残积土,标贯N值约为98。

在压桩完毕17天后,进行了桩的慢速静载荷试验。桩以每级1475kN(0.5P)的量分级加载和卸载。每级荷载须维持直至10min内的桩顶沉降小于0.05mm。桩首先加载至1.0P,卸载后再加载至2.0P,然后维持72小时。卸载后再以每级0.1P的量加载到破坏,或到达试验的极限加载能力(3.3P)。桩的“破坏”由该级内的容许桩顶沉降控制,详见GEO(1996)。

压桩试验

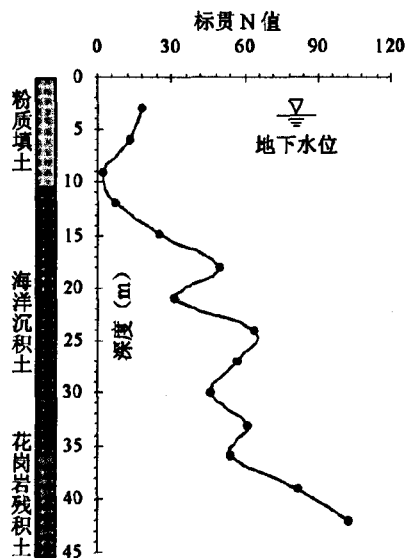


图1 场地地质条件

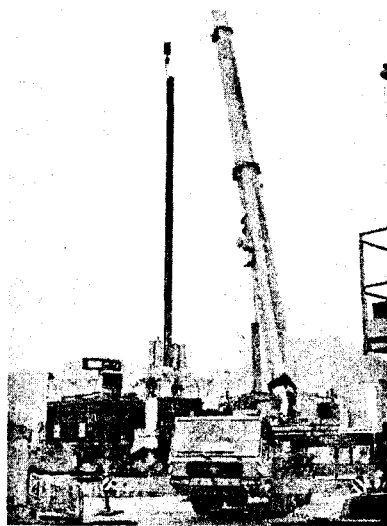


图2 静力压桩机和H钢桩

压桩过程中压桩力随桩的入土深度持续增加。图3为桩在压入过程中沿桩身的荷载传递曲线。该图显示压桩力主要用于克服桩身下部的侧阻力和桩端阻力。而沿桩身上部约20m内的侧阻力相对较小。

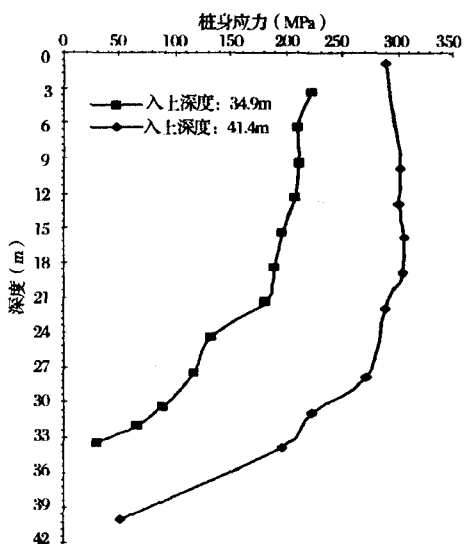


图3 压桩过程中的桩身应力分布

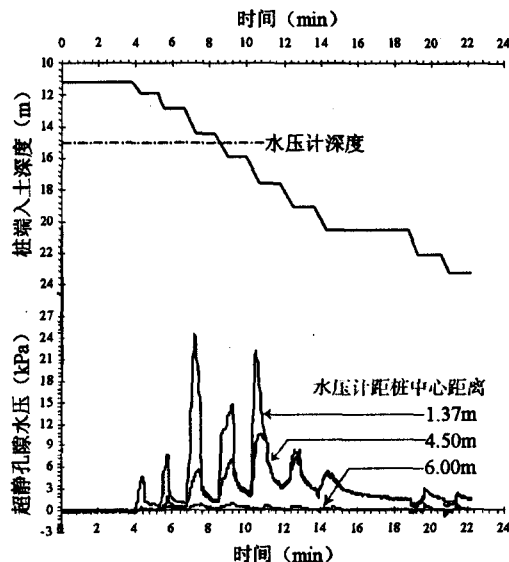


图4 压桩过程中超静孔压的变化

填海区内沉积土层的渗透性较好,但又不同于纯砂,其渗透系数一般介于 $10^{-5} \sim 10^{-3} \text{m/min}$ 。图4给出了在桩压入过程中桩周土体超静孔隙水压的上升和消散过程。受桩机最大行程的限制,桩的压入是一个非连续进程。超静孔压也出现了相应的起伏变化。随着桩的压入,土层内的超静孔压迅速聚集上升,而当压桩暂停时,超静孔压又迅速消散。超静孔压在压桩结束后的半小时内几乎完全消散。之后的载荷试验过程中,超静孔压无显著变化,表明土体因压桩引起的重固结对单桩承载力没有影响。图中的压桩进程和孔压变化反映在时间轴上并不是完全同步的,这可能是由于水压计的安装位置偏差和仪器记录的时间误差造成的。

当桩端贯入接近水压计埋深时,超静水压达到最大。距桩中心1.37m的水压计记录的最大值为24.4kPa。此后,超静水压虽然依旧随压桩进程上升,但幅度渐趋微弱。当桩端达到20m以上深度后,压桩对超静水压的影响已不显著。

同时,超静水压随径向距离的增加而迅速减小。在距桩中心6m处,压桩对超静水压的影响已非常小。实际上,压桩引起的超静孔压随径向距离大致呈对数衰减。这一点已被Randolph & Wroth (1979)用圆柱孔扩张理论模拟,也被Yu (2004)的现场观测数据所验证。

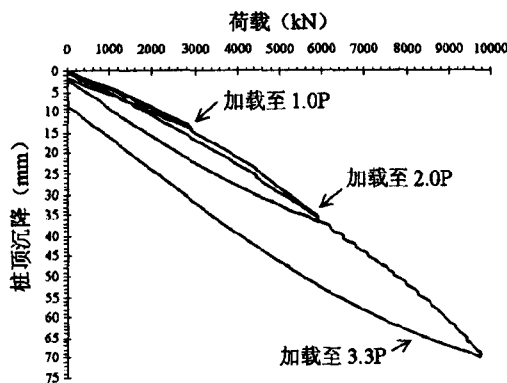


图5 桩的荷载-沉降曲线

静载荷试验

图5为静压桩在慢速载荷试验中的桩顶荷载-沉降关系。该桩在加载至极限加载能力(3.3P)时桩顶沉降为69.81mm。根据GEO(1996)中规定的变形控制的载荷试验方法,尚未达到破坏状态,显示该桩具有很高的单桩极限承载力。该桩的极限承载力应大于桩曾经经历的最大压桩力(2.5P)。

超载预压法有效地降低了桩在载荷试验中的蠕变沉降和残余沉降。该桩在持荷72小时内,蠕变沉降仅1.25mm,从2.0P卸载后,桩的残余沉降也只有1.61mm。压桩过程中较高的应力历史及较长的持荷时间使得桩在工作荷载下的变形减小,从而进一步提高了桩的极限承载力。

图6为加载至3.3P过程中的桩身应力分布。与压桩过程的应力分布类似,沿桩身上部20m的侧摩阻力相对较小,而20m以下则较大。当加载至9735kN时,上部20m的侧摩阻力平均值约为37.6kPa,而20m以下的侧摩阻力平均值约为181.4kPa。如果近似认为桩身下段的应力均衡衰减,可由图6导出桩端阻力,如表1所示。

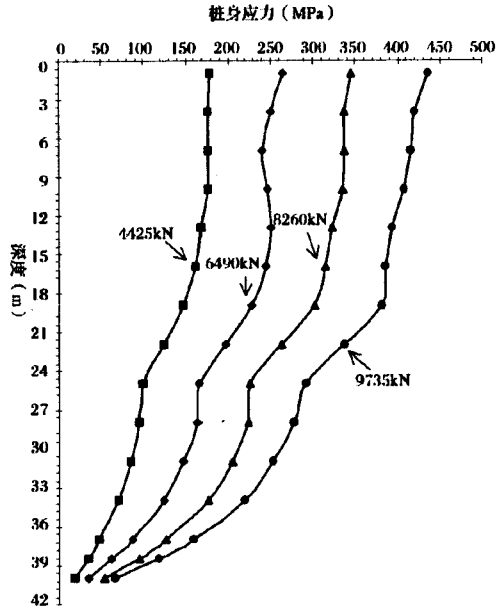


图6 载荷试验过程中的桩身应力分布

载荷试验过程中桩端阻力的变化

表1

外加荷载 Q (kN)	4425	6490	8260	9735
桩端荷载 Q _b (kN)	96	183	262	339
Q _b /Q	0.022	0.028	0.032	0.035

表1显示,桩端阻力占总荷载的比例随着荷载水平的提升而提升,但桩侧摩阻力的比例一直处于主导,即该桩表现为摩擦桩的性状。

桩在加荷过程中,侧摩阻力的发挥并不是同步的。当浅层土体的剪切强度达到极限状态后,荷载逐渐传递至深层土体,直至桩端。假设在加荷过程中,桩周地表没有下沉,由图5和图6可导出土层某一深度的侧摩阻力与剪切变形的关系,如图7所示。如果桩周地表有显著下沉,则导出的剪切变形将大于实际值。

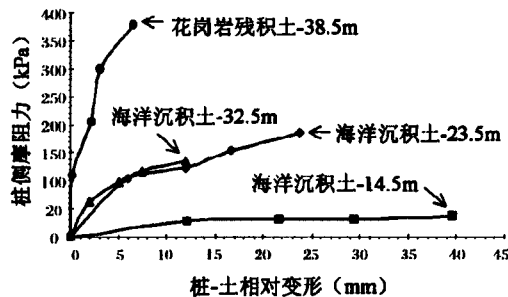


图7 桩侧土体的阻力-变形关系

图7显示,桩侧摩阻力的发挥正是遵循由土层浅表向深层渐进的趋势。当桩加载至3.3P时,浅层海洋沉积土依次达到极限强度,而深层花岗岩的剪切变形尚未达到极限状态。

结语

本文阐述了一根静压长桩在砂性土层中的荷载传递规律及桩周土体中超静孔压的变化。试验结果表明,海洋沉积土层内超静孔压对压桩过程较敏感,水压的上升和消散都较快。载荷试验中桩端的慢速刺入不会引起桩周土体的孔压上升。压桩力主要用于克服桩身下段侧阻力和桩端阻力。桩在载荷试验过程中的端阻力随着外加荷载的增加而增加,但总体比例很小。桩的荷载传递曲线显示其为摩擦桩。

压桩过程中较高的应力历史和较长的持荷时间可显著提升静压桩的极限承载力。打入桩在香港的应用较为成熟,一般通过最后贯入度来控制最终的打入深度。打入桩的桩端通常可进入标贯N值大于200的土层。虽然该静压桩只能进入N=98的较软土层,其单桩极限承载力并不低于类似地质条件下的打入桩(打入桩在类似土层中通常表现为端承桩,试验成果详见Yu, 2004)。原因就在于超载预压法有效降低了静压桩的蠕变沉降和残余沉降。

本次试验的结果显示,用超载预压法施工的静压桩在偏砂性的填海区内可以适用。当然,静压桩机能提供的压桩力须足够大,以便顺利穿透较厚的砂土层。这一问题随着液压机械设备的升级,相信可以得到解决。

致谢

本课题的研究感谢香港特别行政区政府研究基金委员会的资助(基金编号:HKU7131/03E)。同时感谢特区政府房屋署和金门建筑有限公司对测试工作的大力支持。

参考文献

- [1] 史佩栋,《实用桩基工程手册》[M],北京:中国建筑工业出版社,1999.
- [2] GEO. Pile design and construction[C]. The Civil Engineering Department of HKSARG, 1996.
- [3] Lee, P. K. K., Tham, L. G., Chan, S. T., Yu, F. and Yang, J. Recent field study on the behaviour of jacked piles[J]. The Structural Engineer, October, 2004, 19-22.
- [4] Randolph, M. F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique, 53(10), 2003, 847-875.
- [5] Randolph, M. F., and Wroth, C. P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile[J]. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 3, 1979, 217-229.
- [6] Yang, J., Tham, L. G., Lee, P. K. K. and Yu, F. Observed performance of long steel H-piles jacked into sandy soils[J]. J. Geotech. Geoenviron. Engrg., ASCE. (Accepted).
- [7] Yu, F. Behavior of large capacity jacked piles[D]. Ph.D. thesis, The University of Hong Kong, Hong Kong, 2004.
- [8] Yu, F., Chan, S. T., Yeung, M. R., Tham, L. G., Lee, P. K. K. and Tsui, Y. Behaviour of jacked pile in Hong Kong[c]. Proc. 12th Panamerican Conf. Soil Mech. Geotech. Engrg., Boston, 2003.

Field study on an instrumented pile jacked into reclaimed land

Shenwenshui

(Administration Commission of Yuhang Economical Development Zone, Hangzhou, 311100)

Yanzhongbo

(Hangzhou Yuandong Real Estate Co., Ltd., Hangzhou, 311100)

Yu Feng

(School of Civil Engineering, Hongkong University, Hongkong)

Yingjiangyuan

(Kunhe Construction Group, Hangzhou, 310006)

[**Abstract**] Jack-piling method has been widely used for the soft ground in Southeastern China. Its application in stiff ground such as sandy soils is normally not recommended due to the difficulty in push-in. Sandy soils such as alluvium and weathered granite are distributed in the reclaimed land in Hong Kong. This paper reports pile-jacking and pile-load tests on a 41.5m-long steel H-pile jacked into the reclaimed land. Large capacity jacking machine was used in the tests and the jacking load was up to 7375kN. The termination of jack-in was controlled by the condition of settlement rate, known as pre-creep method. The pile-load transfer was measured by thirty strain gauges installed along the shaft. Excess pore-water pressure was also detected by three piezometers installed at different distances to the pile. The test results showed that excess pore pressure reached the maximum when the pile tip approached to the monitored level, and it dissipated almost completely in 30min after installation. The pre-creep termination criterion took effect on providing adequate working capacity of pile. Unlike piles driven into similar soil deposits, the load-transfer characteristic of the jacked pile was floating-type.

新书推荐

《高速公路地基处理理论与实践》

人民交通出版社 2005年12月出版 定价：60元

本书为“全国高速公路地基处理学术研讨会论文集”(广州2005年12月),由浙江大学龚晓南教授主编。全书共收录论文90篇,涉及高速公路地基处理的各个领域,较为全面地反映了目前我国高速公路地基处理技术发展的现状,研究成果和工程经验。可供从事高速公路地基处理技术人员及大专院校有关专业师生参考。

购书事宜详见本期《地基处理协作网》资料站资料库目录。

上海南站管线设备地道的沉降分析与控制*

张迪 龚彦峰

(铁道第四勘察设计院城建院隧道所 武汉 430063)

[摘要] 上海南站管线设备地道为主体地下两层、平面呈“井”字形的用于放置站房空调、管线等设备的地下构筑物, 施工中由于多种因素的影响导致结构沉降较大, 并在变形缝处发生了较为严重的不均匀沉降。本文对上海南站管线设备地道沉降发生的原因进行了分析, 并介绍了为控制地产生沉降采用的工程措施。

[关键词] 复合地基; 沉降分析; 基础加固

概况

1. 地道工程概况

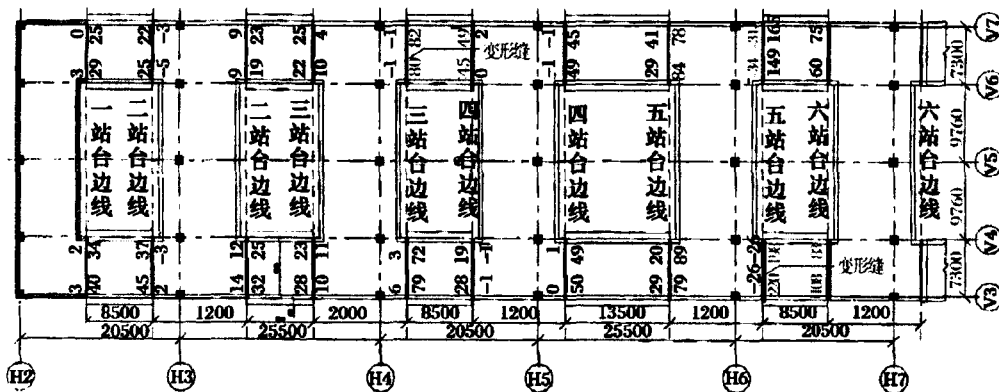


图1 地道平面及沉降示意图(单位: mm)

本工程为上海南站的管线设备地道, 结构由地下两层框架结构及两翼单层框架组成。其中地下两层框架结构的地下一层两侧通道为空调管安装及检修道, 中央为空调设备用房; 地下二层分别为进、排风道, 与两翼单层框架进、排风道连通, 进、排风道端头与地面风亭衔接。该地道结构位于主站房中部 H2 轴—南广场之间, 分为 H7 轴以北和 H1 轴以南两部分。H7 轴以北的通道为地下两层结构, 层高分别为 3.2m (连接箱体部分为 5.95m) 和 4.2m, 顶板、中板及底板厚分别为 500mm、400mm 及 600mm, 底板标高-10.9m, 相当于

* 收稿日期: 2005 年 9 月

自然地面下 8.9m; H7 以南箱体为地下一层结构, 位于同下沉广场结构底板下, 其底板标高为-13.8~-14m, 顶板标高为-9.0m。箱体在南北向考虑结构受力的差异及长短共分成若干阶段, 每节段间均设有一条变形缝, 缝宽 20mm, 其中 H3-H4、H4-H5、H5-H6、H6-H7 轴间的箱体节段以下简称小箱体, 上为铁路轨道; 而处于 H3、H4、H5、H6、H7 轴线上的箱体节段以下简称为大箱体, 上为铁路站台。由于主要是 H7 轴以北的部分发生了较大沉降, 故本文主要针对 H7 轴以北部分地道, 其平面布置见图 1。

2. 工程地质、水文地质等概况

地道工程场地为海积平原, 地形平坦开阔。勘察深度范围内地基土均为第四系沉积物, 地层分布自上而下依次为: ①-1 人工填土, 厚 0.5~3.5m; ②粘土, 厚 0.5~1.3m, 可塑~软塑, 中压缩性, 基本承载力 100kPa; ③淤泥质粉质粘土, 厚 1.2~3.7m, 流塑, 高压缩性, 基本承载力 75kPa; ④淤泥质粘土, 厚 14~20m, 流塑, 高压缩性, 基本承载力 60kPa; ⑤-2 砂质粉土, 厚 7.0~10m, 稍密, 中压缩性, 基本承载力 100kPa; ⑥粉质粘土, 厚 16.9~18.1m, 中压缩性, 基本承载力 100kPa。浅部地下水为潜水类型, 受大气降水及地表迳流补给, 水位埋深约 0.2~2.41m。本区地震基本烈度为 VII 度。其主要物理力学指标如下表 1 所示。

土层主要物理力学指标

表 1

层号	土层名称	天然重度	孔隙比	渗透系数	预制桩侧极限摩阻力	直剪固快		压缩系数	压缩数量	地基基本承载力
		kN/m ³				cm/s	kPa			
①	人工填土	19.8								
②	粘土	18.2	0.97	1.18E-7	15	12	11.5	0.46	4.38	95
③	淤泥质粉质粘土	17.3	1.22	1.14E-5	15	9	13.5	0.66	3.41	75
④	淤泥质粘土	16.5	1.50	2.97E-7	6m 以上 15 6m 以下 25	9	8	1.21	2.17	60
⑤-2	砂质粉土	18.0	0.92		65	3	22.5	0.19	3.55	130
⑥	粉质粘土	19.0	0.73		80	33	12.5	0.22	7.93	195

3. 基础处理设计概况

该地道 H7 轴以北基坑深约 9m, 地道基底持力层④层为流塑、高压缩性的淤泥质粘土, 基本承载力 60kPa。计算表明地道恒、活载产生的基底压力为 115.2kPa, 在无列车活载作用下, 地道结构需考虑抗浮, 基底处初始地应力为 146.4kPa, 因此地道的附加应力为零。地道基坑设计为 SMW 工法桩围护, 为控制基坑坑底土体的隆起量及地道施工后的土体再压缩引起的沉降量, 采用深层水泥土搅拌桩加固地基, 桩径 0.7m, 双轴搅拌, 加固深度为基坑坑底以下 8m, 桩土置换率约为 19%。搅拌桩水泥掺量不低于加固土体重量的 12%, 水泥土加固体无侧限抗压强度不小于 0.8MPa。设计要求水泥土未到设计强度时不得开挖基坑, 控制地道再压缩土体的沉降量不超过 3cm。在大箱体轴线处有高架站房柱的桩基承台共 5 个。大、小箱体基础处理设计如图 2、图 3 所示 (不含图中小方桩)。

地道施工沉降现状及分析

1. 地道施工及沉降现状

该地道施工时, 施工单位根据业主降低工程造价的要求, 结合站房基础承台施工, 取消基坑 SMW 围护结构, 采用分级放坡大开挖基坑方案, 地道结构施工完毕后, 各箱体均发生了一定的沉降, 尤其是变形缝处不均匀沉降过大, 最大沉降差达 24.6cm, 严重影响管线设备的安装。见图 1 所示变形缝处箱体沉降量, 图中正值表示沉降, 负值表示隆起。

2. 地道沉降分析

地道沉降发生的原因, 经分析认为主要是以下几点:

(1) 取消基坑围护结构, 改为大开挖基坑, 仍用原坑底搅拌桩加固方式, 坑底回弹隆起量过大, 地道结构施工完毕荷载施加后, 必使原坑底土体再次压缩量过大, 致使地道结构沉降量过大。

(2) 基坑放坡大开挖, 致使坑底土体回弹过大, 而地道施工时未预留沉降量, 当回填土体时, 回填土体的附加压应力使原坑底土体发生固结压缩沉降。地道的主要沉降发生在回填土体后也说明了这一点。

(3) 由于业主要求的工期紧张, 在搅拌桩施工完毕远未达到设计强度即开挖基坑, 同时设备通道下搅拌桩的加固强度不均并与设计有较大差距(取样检测搅拌桩无侧限抗压强度平均仅为 0.4MPa)。

(4) 地道施工期间的降水也造成坑底土体固结沉降, 从而引起地道结构沉降。

(5) 大箱体下有高架站房基础承台, 所以沉降小, 小箱体只有搅拌桩, 沉降量大, 造成变形缝间的差异沉降量过大。

(6) H6-H7 轴线间小箱体为既有沪杭铁路翻交段, 因已承受一线列车荷载故沉降较大并产生不均匀沉降, 其它小箱体还未铺轨承受列车荷载, 沉降没有 H6-H7 间小箱体大, 但不排除铺轨列车荷载施加后进一步沉降的可能。

沉降控制措施

1. 沉降控制原则

地道持力土层为流塑状高压缩性淤泥质粘土, 虽经搅拌桩加固, 但加固强度与设计要求有一定差距且强度分布不均, 必须控制地道正式使用后土体的进一步变形, 阻止地道结构进一步沉降, 选择经济合理的地基加固处理措施。

2. 沉降控制方案选择

为尽快控制沉降, 考虑了两种比较方案: 高压注浆法及锚杆静压桩法。高压注浆法在地道底板上钻孔, 采用多重管高强无收缩双液 WSS 工法注浆加固地基, 增强地基土层的抗压强度及弹性模量, 并通过浆液压力力图抬高沉降地道。但该方案在上海软土地区没有先例, 同时需要在地道周围打一圈止浆帷幕, 注浆效果难以控制, 要抬升地道需对已回填土方卸载, 施工时间长, 总工期难以保证, 工程造价高。静压锚杆桩的基本原理是利用地道底板自重将钢筋混凝土小方桩逐段压入开凿出来的压桩孔中, 当桩长或压桩满足设计要求后, 即可进行封桩, 使桩迅速承受上部荷载, 起到制止沉降的作用, 由此可起到立竿见

影的作用。虽然该法不能抬升地道，需对沉降过大影响使用的箱体顶板、中板凿除重施工，但该法施工空间小，加固施工速度快，加固设备简易，加固效果好，施工时无震动无噪音无污染，能确保设计质量，在上海软土地区有成功经验，造价比高压注浆低，因此选定静压锚杆桩作为实施方案。

3.地基加固措施

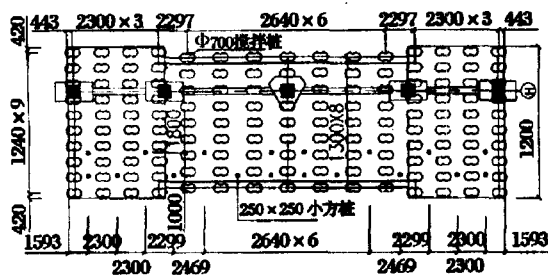


图2 大箱体补桩 (单位: mm)

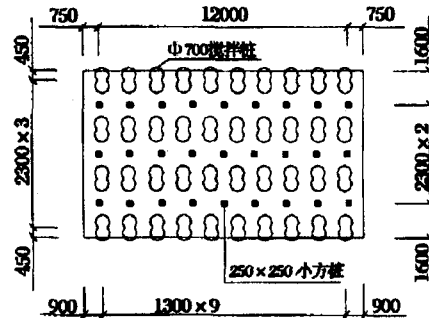


图3 小箱体 (13.5m) 补桩 (单位: mm)

(1) 对于大箱体，由于高架站房柱承台基础的不对称存在，使箱体受力以承台轴线为中心发生倾斜下沉，故在桩基承台对侧补充两排共 18 根 C30 钢筋混凝土小方桩，桩截面 25cm×25cm，桩长 12.5m，桩尖进入⑤-2 砂质粉土层 1.5~2m。补桩布置见图 2。

(2) 对于小箱体，在深层搅拌桩之间间距 1.5cm×2.3cm 长 C30 钢筋混凝土小方桩，桩截面 25cm×25cm，桩尖进入⑤-2 砂质粉土层 1.5~2m，8.5m 长小箱体下补桩 18 根，13.5m 段小箱体补桩 27 根。补桩布置见图 3。

(3) 为减少施工期间的托带沉降，封桩一律采用预加反力封桩法，土封桩混凝土采用 C35 微膨胀早强防渗 (≥S8) 混凝土，强度等级比原地道底板混凝土提高一级采用，见图 4。综合考虑施工条件、经济性及施工速度，桩段长选用大于 2.5m，以减少桩的接头。桩接头采用焊接接头。

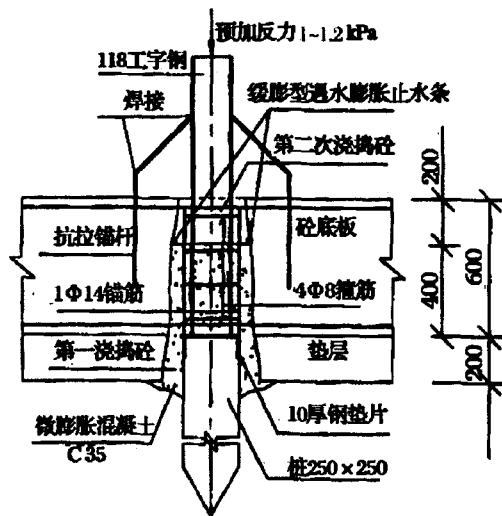


图4 封桩示意图 (单位: mm)

沉降控制检算及施工

1.沉降控制检算

(1) 承载力检算

由于锚杆静压桩为钢筋混凝土小方桩,与深层搅拌桩弹性模量差别很大,且锚杆静压桩目的为补强控制沉降,因此完全按《铁路桥涵设计规范》规定小方桩单独承担地道结构受力,将导致小方桩承载力不够,同时按规范规定需设置桩基承台,实际难以施工。鉴于地道已采用搅拌桩加固,且地道已经发生了沉降,故可认为小方桩与搅拌桩在抵抗沉降方面协同受力,组成刚柔并济的复合地基体系。设计参考上海市《地基处理技术规范》复合地基计算方法,验算了搅拌桩+小方桩复合地基(未考虑土的作用)的承载力,并验算了地道底板的抗冲切能力。现以8.5m长小箱体为例检算,其它箱体计算方法与此一致。

搅拌桩单桩实际承载力,按桩身强度算 $p_{uj} = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_p = 0.4 \times 400 \times 0.71 = 113.6 \text{ kN}$;

按摩擦桩地基承载力算 $p_{um} = U_p \cdot f_{si} \cdot l_i = 3.3536 \times 15 \times 8 = 402.4 \text{ kN}$,取二者小值为113.6kN;

则28根搅拌桩总承载力为 $p_j = 28 \times 113.6 = 3.181 \times 10^3 \text{ kN}$ 。考虑到搅拌桩对地基土的加固作用,适当提高了搅拌桩间土的物理力学指标,则小方桩的单桩承载力 $P_f = 0.5 [U_p \cdot \Sigma (f_{si} \cdot l_i) + A_p \cdot f_p] = 0.5 [4 \times 0.25 (40 \times 10.5 + 65 \times 2) + 0.25 \times 0.25 \times 2300] = 346.88 \text{ kN}$,以此值验算地道的抗冲切能力,安全系数满足要求。最终压桩力为 $1.3P_f = 450.9 \text{ kN}$,取大于450kN。

考虑列车荷载、覆土重量及地道自重的总基底压力为 $P_z = 9.204 \times 10^3 \text{ kN}$,则所需要的小方桩数量为: $N = (P_z - P_j) / P_f = 17.62$,取整为18根,故拟定的桩数可行。

(2) 沉降量检算

对搅拌桩+小方桩复合地基的沉降量计算,尽管地道底部压力小于土体初始地应力,附加应力为零,但考虑基坑大开挖坑底土体应力释放及再压缩的过程,不计水浮力的影响,按基底压力作为附加压力最不利情况计算土体压缩,压缩土体取基底至第⑤-2层之间淤泥质土体,第⑤-2层以下土体由于没有附加应力,可认为其下没有附加压缩沉降量。压缩土体弹性模量按复合地基弹性模量及压缩计算式,见下式

$$E_0 = [E_{s0} \cdot N_j \cdot A_j + E_c \cdot N_c \cdot A_c + E_s \cdot (F - N_j \cdot A_j - N_c \cdot A_c)] / F$$

$$S = (P + P_0) \cdot L / 2E_0$$

式中 E_{s0} 、 E_c 、 E_s - 分别为搅拌桩、小方桩、及桩间土体的弹性模量;

N_j 、 N_c - 分别为搅拌桩、小方桩的数量;

A_j 、 A_c 及 F - 分别为搅拌桩、小方桩及地道底板的面积;

P 、 P_0 及 L - 分别为压缩土体顶底处的附加压力及压缩土体厚度;

S - 为压缩沉降量。

计算表明,经处理过后的搅拌桩+小方桩复合地基沉降量仅为1.5mm,满足地道沉降控制总体要求。

2. 沉降控制施工

(1) 施工工序

①先在地道底板放样孔位,采用金刚石薄壁排式成孔法在地道底板上钻孔,孔径 $300 \times 300 \text{ mm}$ 。

②在孔位上架设压桩架,分节压入小方桩。压桩施工顺序应间隔进行,先压四角桩再

压两边桩。

③当桩尖到达设计标高后,在桩顶立即放上预加反力钢杆,利用手动千斤顶进行预加反力,预加反力值为 $1\sim 1.2\text{kPa}$,并加以稳定。

④立即焊接 $\Phi 22$ 的拉筋,使预加压力钢杆和抗拉锚杆焊成整体,确保焊缝长度。

⑤拆除压桩架,立即对压桩孔进行清洗,排除积水,尽量焊接恢复底板原下层钢筋,浇注第一次封装混凝土。

⑥第一次混凝土浇注后,检查底板封桩部位是否有渗水现象,然后沿孔壁安装缓膨型遇水膨胀止水条,焊接恢复底板原上层钢筋,浇注第二次封装混凝土。

⑦当封桩混凝土达到强度后,可将外露的锚杆和预加反力钢杆割除。

(2) 施工监测要求

施工监测主要是箱体沉降及周边结构的沉降和位移监测,加固前应测好各段箱体及周边结构物的沉降及位移初始值,加固施工时每天测量不少于两次,并注意分析箱体沉降及位移发展变化的规律,同时还要注意其它箱体和结构物是否因施工而引起附加的沉降和位移,施工完毕后再测量一次并进行总结,以对后续施工起到指导和改进的作用。

3. 荷载模拟沉降试验

(1) 模拟荷载取值

为检验锚杆静压桩的地基加强效果,避免地道正式交付使用后列车荷载引起地道沉降,在轨道上按每股道线路中心各 1.25m 范围内采用静压堆载模拟列车荷载。堆载值按如下方式取定:轨道上道床顶受荷面宽为 2.5m ,列车荷载采用铁路桥梁设计规范的“中荷载”,并计入道床,及轨道荷载,计算确定每股道荷载值为 78.3kN/m^2 。

(2) 加载方式

道床底以下至结构顶采用回填土的加载方式,回填土 74cm 厚,荷载为 $0.74 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 13.3\text{kN/m}^2$ 。混凝土枕 2.5kN/根 ,单根长 2.5m ,则每股道每延米需堆载混凝土枕 $(78.3 - 13.3) \times 2.5/2.5 = 62$ 根。回填土一次回填到位,混凝土枕加载分3次加载到位,每次加载约 $(78.3 - 13.3)/3 = 21.67\text{kN/m}^2$ 。

(3) 沉降观测

在加载前,在箱体四角设置观测点,测定初始值,在每次加载的过程中,每2小时观测一次,分次加载间隔时间约为12小时,直至全部加载完后12小时,之后每天观测一次,并连接观测至少一周,至沉降稳定后结束。

(4) 试验结果

根据沉降观测荷载-沉降量-时间曲线(典型曲线见图5)来看,在荷载施加后,各

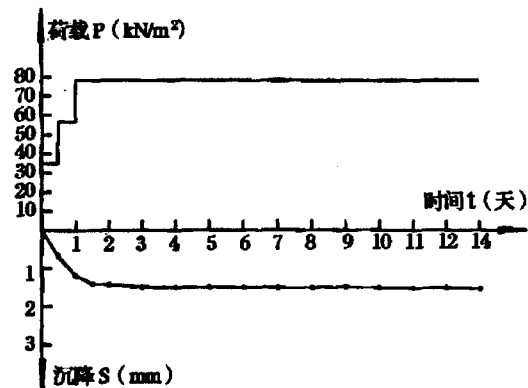


图5 荷载-沉降量-时间关系曲线图

测点沉降曲线均有一较明显的陡降段,但其后随荷载稳定后,各点沉降最终趋于稳定,沉降最大1.6mm,可以认为此次加固是成功的。

结束语

(1)软土地基,即使不存在结构物的附加压应力,但施工中的各种因素处理不当仍会导致结构物沉降,因此施工中要避免这些因素的不利影响,采取安全、经济的施工工法非常重要。

(2)管线设备地道发生沉降后,采用锚杆静压桩加强地基,控制地道进一步沉降的方案,从模拟荷载沉降试验的结果最大只有1.6mm沉降量来看,是非常成功的。

(3)施工单位应严格按照相应规范、规程及设计图纸要求施工,一味为降低造价,在未充分了解设计条件及意图的情况下改变设计图纸施工,将造成较为严重的后果。管线设备地道在施工期间就发生严重的沉降,其教训值得施工单位吸取。

(4)本文采用搅拌桩+小方桩的复合弹性模量预估地基沉降量的计算法,计算结果与试验数据较为吻合,证明是可行的。从计算公式可知,小方桩混凝土弹性模量对复合弹性模量的影响最大,在理论上验证了采用锚杆静压小方桩的方案是经济合理的。

参考文献

- [1]《地基处理手册》(第二版)编写委员会,《地基处理手册》(第二版)[M],北京:中国建筑工业出版社,2000年8月。
- [2]上海市标准《地基处理技术规范》(DBJ08-40-94)[S],上海:上海市建设委员会,1994。

会议简讯

《全国高速公路地基处理学术研讨会》在广州珠海宾馆召开

由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会同中国公路学会道路工程学会,广东省交通厅,广东省交通集团有限公司,广东省公路学会,江苏省公路学会,浙江省公路学会等共同主办的《全国高速公路地基处理学术研讨会》于2005年12月7日至9日在广州珠海宾馆召开,会议协办单位为广东省航盛工程有限公司。来自全国各地从事高等级公路建设的工程技术人员、专家、学者和管理人员参加了这次学术研讨会,与会代表220余人。

与会代表介绍、交流了地基处理新技术和新鲜经验,而且还就当前道路工程建设中的热点问题进行了热烈的讨论,圆满完成了预定任务。

全国高速公路地基处理学术研讨会论文集已由人民交通出版社出版。为了更好地召开好这次学术研讨会,还邀请了全国几十位专家在会前编写了《高等级公路地基处理设计指南》(人民交通出版社,2005),作为这次会议的学习资料。

水布垭电站左岸防淘墙基础灌浆处理技术*

柳新根

(葛洲坝集团基础工程有限公司 宜昌 443002)

[摘要] 水布垭电站左岸防淘墙处于滑坡体覆盖层及其下伏岩层中, 防渗灌浆是防治地下开挖浇筑过程中渗水和塌方的重要措施。针对地层特点和具体施工情况、以及防淘墙地下施工安全的要求进行的灌浆设计, 采取适宜的施工措施使固结和防渗灌浆达到了预期效果。

[关键词] 固结灌浆; 帷幕灌浆; 设计; 施工技术

概述

水布垭水电站左岸防淘墙是溢洪道下游消能区的地下防护建筑物, 钢筋混凝土结构、墙宽 3m~4.5m、顶部高程为 200m, 底部高程自上游的 160m 高程向下游抬高至 185m 高程, 防淘墙采取竖井开拓施工通道, 自下而上逐层爆破开挖、逐层浇筑的方法施工。

左岸段防淘墙位于滑坡体的前缘, 覆盖层厚度自高程 208m 施工平台向下达 14~25m, 主要由粘土夹块石、大块石构成, 滑坡体的下伏岩层为页岩与砂页岩及泥化层等互层的软弱地层。工程地处鄂西暴雨区, 河水位常年高出设计墙顶高程, 如不采取措施, 施工期间江水与山体来水汇集于防淘墙开挖空间内, 将给地下施工带来困难和不安全因素。为了创造干地施工条件, 防止开挖过程中覆盖层塌方, 必须采取地基加固和防渗处理措施。

地基处理方案

结合防淘墙施工技术方案, 从经济可行的角度出发, 决定对防淘墙周边覆盖层进行固结灌浆处理, 对基岩部分进行帷幕灌浆处理。

灌浆设计

1. 灌浆孔布置

左岸防淘墙周边共布置 3 圈(排)灌浆孔, 基本圈(排)距为 1.5m, 孔距为 2.0m,

* 收稿日期: 2005 年 10 月

其中内圈孔沿顶部结构边线布置。取外圈孔的基岩段的进行帷幕灌浆,其余孔段均进行固结灌浆。所有灌浆孔均分三序施工,梅花型排列。

2. 灌浆深度

固结灌浆起始线为施工平台以下 3.0m,高出设计墙顶 5m,底线按深入基岩 1~2m 确定,深度 14.0m~25.0m。

最外圈孔的基岩段作为帷幕灌浆之前已进行了固结灌浆,并且固结灌浆深入基岩 1~2m,实际帷幕孔段自基岩面以下 1m 起,并深入防淘墙底线以下 2m。

3. 冲洗和压水试验

固结灌浆在覆盖层中进行,钻孔冲洗以孔口不返泥沙为原则,灌前不进行压水试验。帷幕压水压力为灌浆压力的 80%。

4. 灌浆段长划分及压力的确定

固结灌浆按圈(排)先后施工顺序以及从 I 序到 III 序递增的原则确定灌浆压力:

固结灌浆段长划分和灌浆压力

表 1

段 长 (m)		第 1 段 (MPa)	第 2 段 (MPa)	第 3 段及以下段 (MPa)
		2	3	5 (最大不超过 8 m)
中圈(N 圈)	I、II 序	0.1	0.2	0.2
	III 序	0.2	0.3	0.4
内圈(Z 圈)	I、II 序	0.2	0.3	0.4
	III 序	0.3	0.4	0.5
外圈(W 圈)	I、II、III 序	0.3	0.4	0.5

帷幕灌浆第一段自基岩下 1m 开始,段长 1m,第二段段长 2m,第三段及以下段长 5m,最大不超过 8m。由于固结灌浆已形成 14~25m 的盖重,并且外圈孔固结最后一段的灌浆压力较高,因此第一段帷幕灌浆取固结灌浆的最大压力 0.5MPa,以下每增加 1 段压力增大 0.5MPa,最大压力不超过 2.5MPa。

5. 水泥与浆液浓度

由于防渗灌浆是临时性工程,对防渗的耐久性要求不高,采用 PO32.5 级水泥。采用不同的开灌水灰比,先施工的中圈 I、II 序孔采用 1:1 开灌,其余孔段采用 2:1 开灌。浆液比级不宜太多,采用 2:1, 1:1, 0.8:1, 0.5:1 四个比级逐级变浆,必要时可用砂浆或加速凝剂灌注,砂浆配比为 0.5:1:(0.5~1.0)。

6. 结束标准

当注入率 $\leq 1\text{L}/\text{min}$ 延灌 30min 结束。

7. 质量控制标准

根据防渗性质为临时性以及地层特点,确定灌浆质量标准为透水率 $\leq 5\text{Lu}$,合格率达 90%以上,不合格孔段透水率应不超过防渗标准的 50%,且不集中。

主要施工技术

1. 施工方法

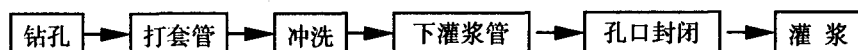
固结灌浆采用套管护壁钻孔，同时利用套管作孔口封闭进行孔内循环灌浆。帷幕灌浆将孔口管直接埋至帷幕灌浆起始线（基岩以下1m），同样采取孔口封闭自上而下分段灌浆。

2. 施工程序

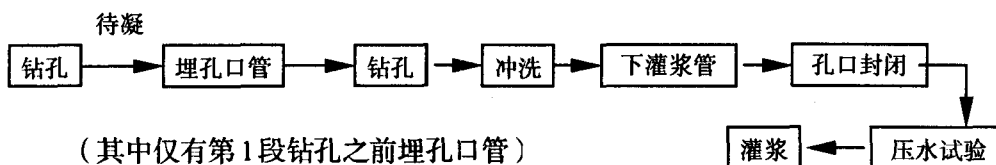
先固结灌浆再帷幕灌浆。

固结灌浆按照“先圈后序”原则施工，即从中间（N）圈→内（Z）圈→外（W）圈的顺序施工；帷幕灌浆孔和固结单圈孔均按I、II、III序逐序加密施工；

单孔段固结灌浆主要工艺流程如下：



帷幕灌浆主要工艺流程如下：



（1）钻孔

覆盖层造孔采用合金钻头全面钻进，钻头采用 $\Phi 63\text{mm}$ 钻头，进入基岩或遇大孤石后，改用 $\Phi 59\text{mm}$ 金刚石钻头钻进。

为防止覆盖层塌孔、缩孔，同时也为灌浆阻塞创造条件，固结灌浆孔采用跟进套管钻进技术，套管直径 $\Phi 89\text{mm}$ ，特殊地段采用 $\Phi 108\text{mm}$ 。第1段套管跟进深度3.0m（灌浆起始线处），套管施工采取强击法，即先打套管后捣芯。当套管跟进困难时，采用 $\Phi 59\text{mm}$ 金刚石钻进，确定孤石厚度大小，探明情况后，根据具体情况采用常规钻进捣芯法或偏心钻进捣芯法或拔出套管后扩孔钻进、穿过孤石后套管跟进法等。每一段灌浆达到标准正常结束后，再跟进套管至下一段上方0.5m处。每次灌浆后都必须打活套管，确保终孔后可以起拔。

帷幕灌浆孔在钻至基岩下1m时，注浓浆埋设孔口管待凝24小时再扫孔钻第一段。

（2）灌浆

因固结灌浆采取在套管口连接封闭器进行孔内循环灌浆，射浆管距灌段底不大于0.5m。为保证浆液的正常流动，孔口封闭器改进为回浆管畅通型，其畅通度以适应灌注砂浆为准。当注入量较大时或孔内塌孔严重时，灌浆结束后采用速凝浆液置换孔容并适当待凝，固结灌浆结束后一般不待凝。而帷幕灌浆待凝24~48小时。

（3）封孔与套管起拔

终孔段灌浆后用泵压入0.5:1浓浆置换全孔封孔，外圈孔置换后用纯压式灌浆法封孔，持压1h。封孔结束后，用千斤顶双顶起法强力静态起拔套管，松动后，锤击上拔。帷幕灌浆孔口管埋设深度较大而不再拔管。

效果分析

1. 单位注入量分析

左岸防淘墙 L3 ~ L5 段共布置 536 个灌浆孔, 其中固结灌浆注入水泥 1852835.7kg, 灌浆成果统计见下表 2:

灌浆成果统计表

表 2

灌浆类别	统计方法	类别	孔数	孔深(m)	段长(m)	水泥用量(kg)	单位注入量 (kg/m)
固结灌浆	分圈	中圈	186	3286.0	2728.0	1211818.5	444.2
		内圈	185	3291.3	2736.3	373575.8	136.5
		外圈	165	2900.5	2405.5	267441.4	111.2
	分序	I	136	2420.3	2012.3	837842.6	416.4
		II	134	2360.5	1958.5	419033.9	214.0
		III	266	4697.0	3899.0	577764.2	148.2
合计		536	9477.8	7869.8	1852835.7	235.4	
帷幕灌浆	分序	I	51	2187.8	1315.7	580940.2	441.5
		II	50	2005.7	1142.5	221380.5	193.8
		III	98	3868.3	2204.8	397436.6	180.3
	合计		199	8061.8	4663.0	1199757.2	257.3

后施工两圈孔与先施工的 N 圈孔相比, 固结灌浆平均单位注入量递减幅度达 49.5%; 各序孔单耗递减幅分别达度 48.5%, 30.9%; 帷幕灌浆三序孔单耗依次递减了 44%和 18.9%, 各圈孔和各序孔单位注入量表现出明显递减规律, 灌浆效果良好。

2. 检查孔压水试验

根据固结灌浆成果资料在吸浆量比较大的部位, 有代表性地布置了 18 个检查孔, 共进行 70 段压水试验, 帷幕布置了 11 个检查孔进行了 64 段压水试验。检查结果如表 3, 合格率为 95.7%, 灌浆质量达到设计要求。

灌浆检查成果统计表

表 3

类别	孔数	孔深(m)	段长(m)	平均透水率 (Lu)	总段数	透水率区间分布			
						<1	1~3	3~5	≥5
固结检查孔	18	311.1	272.1	0.18	70	45	18	4	3
帷幕检查孔	11	437.9	253.6	0.67	64	44	18	2	0

3. 后期开挖验证

从后来竖井开挖情况来看开挖区的边界覆盖层胶结较好, 未出现严重塌方现象, 地下水基本上可通过强排解决。说明了灌浆达到了预期的效果。

小结

1. 为形成有效的防渗固结体,保障地下开挖的安全,灌浆孔应形成封闭圈。覆盖层结构疏松、透水性强、含泥量大,可灌性受地下水影响较大,要分多序施工,孔距要小一些,否则很难达到效果。
2. 套管跟进法是深厚覆盖层钻孔施工中较好的一种钻孔保护措施。
3. 灌浆压力应综合分析地层可灌性和地下水的渗透压后确定,并通过生产性试验进行调整,外圈孔是防渗的关键,灌浆压力应适当提高。
4. 外圈孔兼起辅助帷幕的作用,其封孔方式宜采用压力灌浆法,设计时适当增大与爆破开挖体的距离。
5. 临时性工程要兼顾工程需要、经济合理和有利提高工程进度,不宜片面提高材料要求和质量标准,适当简化工序。
6. 灌浆处理地基基础对覆盖层和含泥量较高的不良地层有一定的局限性,其固结体的强度不高,施工开挖施工中仍需采取防护和其它和局部处理措施方能保证施工的安全。

☆☆

《全国高速公路地基处理学术研讨会》开幕词

龚晓南

(杭州浙江大学 杭州 310027)

各位代表、各位领导、各位同行:

上午好!

首先让我代表全国高速公路地基处理学术研讨会组委会向来自全国各地的工程技术人员、专家、学者、各位领导和同行表示热烈的欢迎,并感谢你们对全国高速公路地基处理学术研讨会的大力支持。

改革开放以来,我国交通工程建设发展很快。高速公路在我国大陆已有18年的历史,至今已有近4万公里高速公路在服务。根据2004年12月国务院审议通过的《国家高速公路网规划》,我国国家高速公路网总规模大约为8万5千公里。另外,还有数量不小的地区性高速公路和高等级公路。高等级公路具有路面宽、路堤高、桥涵多、弯道半径大等特点。高等级公路对路面工后沉降和工后沉降差控制标准要求高,允许工后沉降和差异沉降数值小。高等级公路这些特点对路堤地基提出了较高的要求。我国地域辽阔,工程地质复杂,各类软弱地基和不良地基分布范围大,情况复杂。在软弱地基和不良地基上修建高等级公路,如何有效控制沉降和工后沉降差异更为重要。

为了提供各地同行在高等级公路地基处理方面交流新鲜经验的机会,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会同中国公路学会道路工程学会,广东省交通厅,广东省交通集团有限公司,广东省公路学会,江苏省公路学会,浙江省公路学会等共同主办这次全国高速公路地基处理学术研讨会,并得到广东省航盛工程有限公司的大力支持和帮助。

七年前中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会曾会同中国公路学会道路工程学会、江苏省高速公路建设指挥部、江苏省交通规划设计院、浙江省交通设计院、铁道部第四勘测设计院软土地基工程公司和无锡市高速公路建设指挥部,在江苏无锡交通宾馆组织召开了全国高速公路软弱地基处理学术讨论会。与会代表不仅介绍、交流了地基处理新技术和新鲜经验,而且还就当时道路工程建设中的热点问题进行了热烈的讨论。七年过去了,高速公路地基处理技术发展很快,许多地基处理新技术在道路工程建设中得到应用。在高速公路地基处理发展过程中也遇到不少新问题。去年在长沙召开第八届全国地基处理学术讨论会期间,不少与会代表建议再召开一次专门会议,重点研讨高速公路地基处理问题,因此我们决定主办这次会议。

为了更好地召开好这次学术研讨会,除了征集论文、出版论文集外。我们还约请了全国几十位专家编写了《高等级公路地基处理设计指南》,现已由人民交通出版社出版。《高等级公路地基处理设计指南》也是这次会议的学习资料。借此机会向《高等级公路地基处理设计指南》的作者表示衷心感谢。

我希望这次学术研讨会除了交流地基处理新鲜经验,地基处理新技术、新方法、新发展以外,还能够对一些大家普遍关心的问题开展讨论,例如:工后沉降控制标准,如何减小工后沉降差,如何降低地基处理成本,以及地基处理优化设计等。

另外,我想借此机会向大家汇报一下中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会的近期工作。明年八月份学术委员会将在太原召开第九届全国地基处理学术讨论会,现在正在征集论文,希望能得到大家的支持。学会在浙江大学土木工程学系支持下,于1990年创办《地基处理》刊物。《地基处理》自1990年创刊以来,在全国各界同行的大力支持下已成功出版发行15年。15年来它已成为大家了解《地基处理》领域发展动态的窗口,探讨问题的园地,交流体会的平台,是土木工程技术人员的良好良师益友。《地基处理》现为内部刊物,准备申请公开发行。《地基处理》刊物正在筹建理事会,希望能邀请部分长期从事地基处理科研、设计、施工、监理、监测及相关厂家参加杂志社理事会,群策群力办好《地基处理》,更好地为我国地基处理事业服务。

最后让我代表主办单位,也代表与会同行向这次会议的承办单位,广东航盛工程有限公司,向论文作者,向人民交通出版社,向一切为会议召开付出辛勤劳动的筹备工作人员表示衷心的感谢。是你们的辛勤劳动和大力支持,《全国高速公路地基处理学术研讨会》得以成功召开。

我预祝大会圆满完成预定任务。

祝各位领导,各位与会代表,身体健康,事业顺利!谢谢诸位!

某建筑物的非均匀地基基础处理实例分析*

胡根兴 周群建 张国光 张忠飞

(浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院 杭州 310012)

[摘要] 本文以杭州市钱塘江边某建筑物为例,介绍了对于钱塘江两侧含碎块石、丁字坝不均匀地基的基础处理方法,通过不同方案分析比较,采取丁字坝作为基础持力层,经检测后满足设计要求。

[关键词] 碎石;基础;非均匀地基

前言

钱塘江两岸上部广泛分布有新近沉积砂性土层,该层砂性土厚达10~20m,多层建筑物多采用该层砂性土为天然地基持力层或短桩基础持力层,一般均可满足设计要求。但钱塘江沿江两侧多有老钱塘江堤坝分布,或不同深度埋藏有不同数量的碎块(抛)石层,由于其分布的无规律和不连续,形成独特的非均匀地基。本文通过钱塘江北岸海宁盐仓某住宅工程碎块石分布区的非均匀地基基础方案分析比较和检验,提出通过直接采用该碎块石层作为基础持力层,并满足设计要求。

工程概况

该建筑工程位于海宁市盐仓,建筑物为六层住宅楼,异形柱框架结构,柱最大荷载为2200kN,基础形式采用夯扩桩基础,桩基持力层采用③-1层砂质粉土,桩长5~7m,上部采用独立承台基础。

根据详勘报告,场地内有碎块石层分布,一般不连续分布,各单位未引起重视,采用夯扩桩进行施工,桩基从建筑物两端进行施工,除个别桩外均能贯入,穿过碎块石层,但在中间部分进行进

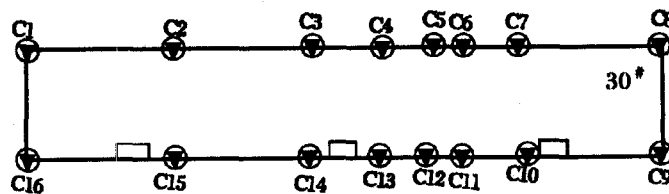


图1 建筑物总平面图

* 收稿日期:2005年11月

一步沉桩时,到地表下2.8~3.5m即不能贯入。

通过施工勘探,查明分布有6m宽、厚度达3.5m横贯建筑场地的原钱塘江丁字坝。根据地基情况,应对原基础方案进行调整。

工程地质情况

拟建场地为钱塘江冲海积平原区,主要分布有新近沉积的砂性土层,其主要的地层结构如下:

① 吹填土:灰褐色、黄褐色,主要为粉土性素填土,系钱塘江中泥砂吹填而成,松散,含水量高,下部含耕植层,层厚0.5~4.6m;

② 粘质粉土:褐黄色、灰黄色,湿,稍密,含云母及氧化铁,层厚0.3~4.4m;

③-1 砂质粉土:褐黄色、灰黄色、灰色,很湿~饱和,稍密,部分近中密,含云母及氧化铁,该层夹③-夹碎石层,分布不均匀,层厚0.4~5.7m;

③-2 砂质粉土:灰黄色、灰色,很湿~饱和,稍密,含云母及氧化铁,层厚0.4~3.9m;

③-3 砂质粉土:灰黄色、灰色,很湿~饱和,稍密,局部为粉砂,含云母及白色贝壳碎屑,该层夹③-夹碎石层,层厚0.4~6.8m;

③-4 粉砂:灰色、青灰色,饱和,中密~稍密,含云母及少量粘性土及少量白色贝壳碎屑,部分为砂质粉土,层厚0.6~6.0m;

③-夹 碎石:灰色、青灰色,为碎块石,夹砂质粉土,或砂质粉土夹碎石,含量变化较大,主要出现在③-1和③-3砂质粉土层中,碎石颗粒大者超过20cm,局部集中,系古钱塘江边的抛石,层厚0.2~2.45m;

④ 淤泥质粉质粘土:灰色,流塑,微层理,含云母,分布不均匀,层厚0.2~4.5m;

⑤-1 粉质粘土:灰黄色,可塑,微层理,夹少量钙质结核,部分为粘土层厚0.8~5.2m。

地基处理方案分析

由于拟建建筑物的基础形式为夯扩桩,且在建筑物两端夯扩桩已经成桩。主要涉及如何处理丁字坝段的地基基础处理问题,且需要协调已成桩和待处理部分之间的地基变形问题。主要有几种处理方案:

1) 挖除丁字坝碎块石。该方案优点为消除丁字坝碎块石层的不确定性,仍采用夯扩桩基础,避免同一建筑物采用不同基础形式。主要问题为挖除丁字坝存在一定难度,场地处于钱塘江边,地下水位较高,挖除较困难,且开挖后对地基土的扰动较大,对桩基承载力影响较大,对工期有一定影响;

2) 场地采用复合地基形式进行。根据拟建场地前期进行过基础形式的评估,采用碎石桩等复合地基可达到比较好的经济技术效果,但建筑物其它部分已经采用夯扩桩基础,采用复合地基处理两者为柔性桩和刚性桩,两者之间变形协调不一致,且碎石桩需要设置在丁字坝上,桩身长度和桩底均不能有效控制;

3) 充分利用现有丁字坝的强度。采用人工挖孔桩形式或直接挖除丁字坝上砂土, 将基础设置在丁字坝上, 采用墩基础或较短的挖孔桩形式设置。其优势为工期保证, 不需要另外的机械设备重新进场。但基础形式的不一致, 地基土应将建筑物的差异沉降控制在允许范围之内, 确保非均匀地基强度与变形满足设计要求。

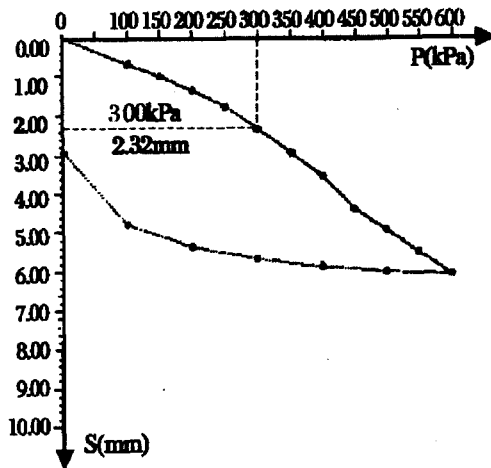


图2 S1点平板试验的 $p-s$ 曲线

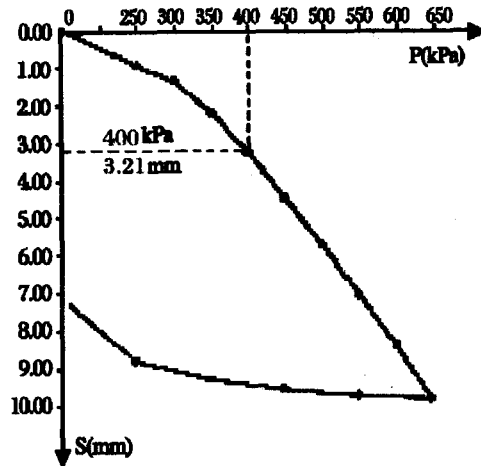


图3 S2点平板试验的 $p-s$ 曲线

地基土和桩基荷载试验结果对比分析

为了确定丁字坝的变形和承载能力分别选取丁字坝上 S1、S2 两点, 对两点采用 $1\text{m} \times 1\text{m}$ 载荷板进行平板荷载试验, 见图 2、图 3, 可以确定地基土承载力特征值分别为 300kPa 、 400kPa , 其对应的沉降量分别为 2.32 、 3.21mm , 说明地基承载力和变形满足设计要求。

同时对夯扩桩也进行了静荷载试验, 确定夯扩桩的极限单桩承载力不小于 850kPa , 其对应的沉降量为 18.5mm , 见图 4。

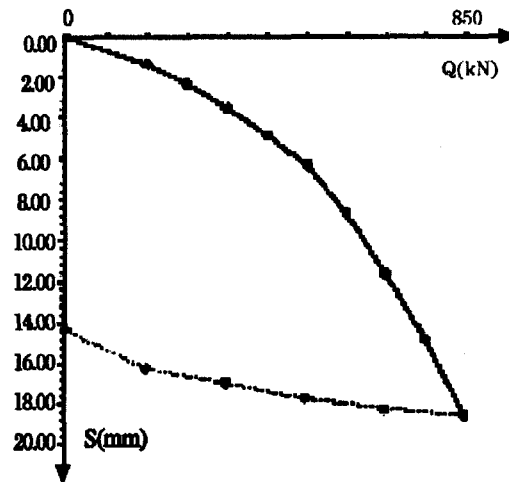


图4 92#桩静荷载试验的 $Q-s$ 曲线

基础处理方案措施

由平板荷载试验和夯扩桩的荷载试验曲线可以看出, 丁字坝地基具有强度高、变形小的特点; 而桩基在相同荷载作用下, 变形量增加一倍, 但在设计值作用下, 变形量为 $4 \sim$

6mm, 变形基本可以协调。但考虑采用不同的基础形式, 还是应考虑变形协调问题, 据此, 增加设置后浇带, 以克服非均匀地基可能产生变形不均匀。

通过上述试验和基础方案分析论证, 最终设计采用第三种方案, 基础设置在丁字坝的碎块石地基上, 两侧设置后浇带, 最大限度利用原地基强度。

沉降观测结果

鉴于建筑物基础型的特殊性, 为了准确反映建筑物的地基变形特性, 防止不利情况的发生, 建筑物共设置 16 个沉降观察点, 其中丁字坝南北两翼各设置 5 个点, 并加强沉降观测的次数, 共进行 13 次观察, 根据观测结果, 其中夯扩桩基础最小沉降量为 13mm, 最大沉降量为 18mm, 沉降差为 5mm, 丁字坝天然地基部分最小沉降量为 15mm, 最大沉降量为 19mm, 沉降差为 4mm, 表明丁字坝部分沉降量稍微大些, 但差别并不明显, 其最大沉降差为 6mm, 满足设计要求。

结束语

从试验和实测结果表明, 对于非均匀地基经过充分论证, 合理采用了丁字坝作为天然地基, 与采用夯扩桩基础, 共同作为建筑基础形式, 其理论及沉降变形均满足设计要求。该地基处理方法, 对于钱塘江岸边抛石、丁字坝的非均匀地基的处理以及采用两种不同的基础形式设计有一定的指导意义。

参考文献

- [1] 建筑地基基础设计规范 (GB50007-2002) [S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 建筑地基处理技术规范 (JGJ797-2002) [S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

☆ 欢迎投稿 ☆

感谢一年来广大读者、作者、审稿者, 对本刊的关心和支持! 并致以新年的问候和祝福! 希望诸位在新的一年里继续给予大力支持! 谢谢!

《地基处理》编辑部
2005 年 12 月 31 日

之江路地下通道及管廊工程边坡支护施工技术*

黄锡刚

(杭州市钱江新城建设指挥部 杭州 310001)

毛建全 张桢树 周霄

(杭州天恒投资建设管理有限公司 杭州 310004)

[摘要] 本文根据杭州之江路地下通道及管廊工程地质情况和周边施工条件, 结合市政工程的特点, 通过对影响基坑施工和保证边坡稳定几个主要因素的分析, 对市区场地条件较为拥挤情况的基坑边坡的支护处理进行了介绍和探讨。

[关键词] 边坡支撑围护; 土钉墙; 井点降水

工程概况及地质条件

之江路是杭州钱江新城范围内主以旅游、客运为主的的城市主干路, 之江路地下通道工程西起清江路, 与新安江路及灵江路相交, 东至庆春东路, 道路全长 2464 米。其中 K0+201-K1+023.5, K1+106-K1+515, K1+600-K2+415 采用下穿形式, 在新安江路, 灵江路口为平面交叉, 地下通道采用箱涵形式, 双向六车道, 道路交叉口设加宽车道, 箱涵净高 4.7 米。与之江路地下通道净距相差 2.5 米左右沿钱塘江大堤侧设置地下管廊工程, 断面尺寸 $B \times H = 5600\text{mm} \times 300\text{mm}$, 长 2160 米, 基础埋设标高与箱涵基本同步。

本文涉及新安江路至灵江路段 (K1+106-K1+515), 地下通道及管廊工程 (K0+862-K1+511) 一侧靠近钱塘江大堤, 沿江侧铺设 7 米宽便道外, 其它位置为防洪堤防渗体不得作为施工临时场地占用; 另一侧靠近杭州大剧院, 有国际会议中心及波浪文化城工程实施, 施工场地局促。而管廊最深处为 5.3m 左右 (黄海高程为 2.2m), 地下通道最深处为 4.8m 左右 (黄海高程为 2.7m), 基坑开挖宽度为 43 米, 长度为 409 米, 采用分段开挖。

根据地质勘察报告, 场地地基土层可分为 9 个工程地质层, 由上至下依次为: 杂填土①-1, 淤填土①-2, 砂质粉土②-1, 砂质粉土②-2, 砂质粉土③-1, 砂质粉土③-1-1, 砂质粉土③-2, 砂质粉土③-3, 粉砂⑤-1,

基坑围护设计参数表如下:

* 收稿日期: 2005 年 10 月

表1

层号	层名	固快法		渗透系数	
		c(kPa)	$\phi(^{\circ})$	k_v	k_h
①-1	杂填土	10	15		
①-2	淤填土	8	5		
②-1	砂质粉土	3.2	26.1	5.22E-03	3.26E-04
②-2	砂质粉土	6.2	30.0	3.0E-04	5.0E-04
③-1-1	砂质粉土	6.0	29.3	5.0E-04	7.0E-04
③-2	砂质粉土	5.5	31.7	5.0E-04	7.0E-04
③-3	粉砂	4.5	34.2	5.0E-04	7.0E-04
⑤-1	粉砂	4.6	32.5	5.0E-04	7.0E-04

场地表层地下水主要为第四纪孔隙潜水。潜水含水层为地表下 1m 左右, 含水层厚度近 20m, 地下水为孔隙潜水, pH=6.0-7.5。场地承压水主要处于②-2 层粉砂、③-3 圆砾层中, 承压水头 12~15m 左右。

边坡围护设计方案的确定

本工程原来设计在靠近杭州大剧院一侧采用 1:2 进行大放坡。实际施工过程中, 由于施工场地的限制, 若采用大放坡开挖, 则施工现场就无施工便道可供混凝土泵车, 施工车辆等通行。在综合考虑地质条件, 土层承载力及施工方法等诸多因素的基础上, 经多方案比较, 本工程采用井点降水和土钉墙来作通道开挖时的边坡围护。

施工要点

1、轻型井点降水

井点降水的主要工序为: 降坡→放样→成孔→下井点管→投滤料→铺设集水总管→连接井点管→架设抽水机组→抽水。

轻型井点降水采用直径 48mm 的钢管, 长 6m, 下端滤管长 1m, 外包 3~4 层滤网, 井点管与总管用软弯管(内加钢弹簧, 耐压缩)连接就位, 井点管间距 1m, 真空泵采用 7.5kW/台, 沿基坑周边布置作为轻型井点降水, 沿周边布置为两级。井点管采用水冲法布设, 高压泵水压 0.4~0.8MPa, 成孔直径 300mm, 井孔垂直, 冲孔比滤管底深 0.5m 左右, 井点管与孔壁之间采用 4#级配砂填灌, 地面以下 1 米内用粘土封孔, 确保抽水时不漏气。考虑地下水降落坡度, 环状井点按 1:10, 单排井点按 1:5。

施工中需预先准备好相应的井点设备、动力装置、井点管、滤管、集水总管及必要的材料。井点降水应备好补充设备, 以备应急, 准备好应急的发电机, 防止降水期内的突然停电。

2、土钉墙施工

(1) 土钉墙施工工艺流程:

测放边线→边坡作业沟槽开挖→人工修坡→土钉孔定位、成孔→制安土钉或锚杆(管)

→配置灌注水泥浆→绑扎钢筋网→焊接加强筋→配置混凝土→喷混凝土面→下一段(层)挖土→重复上述工作→结束。

(2) 挖土

挖土顺序及深度、范围严格按土钉墙施工要求进行,土钉墙的围护是随着基坑挖土而逐步实施的,因此土钉墙施工与挖土作业交叉进行,二者的配合至关重要,直接关系到基坑的安全和施工工期,需合理安排,分块、分层进行,每层超挖深度不得超过50cm,不得擅自提前开挖,避免边坡暴露时间太长。挖机挖土后马上进行人工修整,经修整后的边坡需满足坡度要求。在基坑逐层开挖支护的过程中,对自身强度极低,流塑性较大的流沙或淤泥质土以及局部出现的坍塌情况,采用浅挖跳打法施工,及时挂网混凝土喷面和植入1.5~2.0米的摩擦钢管或钢筋。

在工程施工中,对于易坍塌的土体采用以下措施:

- ① 对修整后的边坡立即喷上一层混凝土(混凝土中掺加速凝剂),待凝结后再进行钻孔。
- ② 在作业面上先构筑钢筋网喷混凝土面,而后进行钻孔,设置土钉。
- ③ 先将作业深度上的边壁做成斜坡,待钻孔并设置土钉后再清坡。

(3) 土钉制作、安装

土钉采用 $\Phi 48 \times 3$ 的钢管,钢管头做成封闭尖状,钢管全长每隔1m焊接环形倒刺,并在倒刺后开设10mm的出浆孔,注入水泥浆以提高抗拔力。

(4) 土钉孔定位、成孔

土钉成孔前,应测放出孔位并作标记,土钉孔位采用水准仪及钢尺测放,采用短钢筋插入土体作标记,放样时孔位需避开轻型井点管位置。土钉在施工时若遇到障碍物,可作适当调整,孔位(孔距)允许偏差 ± 10 cm,土钉向下水平倾角为10度,钻孔的倾角偏差 ± 1 度,孔径允许偏差为 ± 5 mm,孔深允许偏差 ± 100 mm,成孔过程中做好成孔记录,按土钉的编号逐一记载取出的土体特征、成孔质量等,成孔后及时安放土钉钢管并注浆。

(5) 配制、灌注水泥浆

土钉注浆采用32.5级的普通硅酸盐水泥配制等级为M20的水泥浆,水灰比为0.5,根据土质情况,掺入适量的减水剂和早强剂,以提高水泥浆在孔内的流动性及早期强度。

注浆采用压力注浆,注浆压力为0.5MPa,注浆管插入至孔底25cm,并在孔口或管口进行封堵,注浆开始或中途停止超过30min,应用水或稀水泥浆润滑注浆泵及其管路。施工时水泥浆应搅拌均匀,一次拌和的水泥浆必须在初凝前用完,锚固体孔径 $D=120$ mm。

注浆压力达0.4~0.6MPa时,稳压5min后,在加注压浆,使浆液向土钉周边土层渗透挤压,以增强土钉的抗拔力。

(6) 钢筋网的制作

钢筋网采用 $\Phi 6.5 @ 200 \times 200$ 单层布置,钢筋网与坡面的间隙不宜小于30mm,施工时可在钢筋网里适当垫砖或用插入土中的钢筋固定,确保在喷射混凝土前,面层内的钢筋网片固定在边壁上并符合保护层厚度要求。钢筋网用铁丝绑扎,上下层钢筋网搭接处需点焊,搭接长度大于30cm,在钢筋网外采用采用2 $\Phi 14$ 加强筋固定在土钉上,采用双面焊,焊接必须牢固。

(7) 配制、喷射混凝土

本工程喷射混凝土采用干法喷射,混凝土强度等级为C20,厚度为10cm,分两层施工。混凝土配制采用中砂和最大粒径不大于12mm的碎石,混凝土掺入2%~5%速凝剂,根据以往的施工经验,添加量为水泥重量的35,配比为1:0.4:2:2(水泥:水:砂:碎石)。掺入适量速凝剂的混凝土初凝时间 $\leq 5\text{min}$,终凝时间 $\leq 10\text{min}$ 。

喷射混凝土采用200L的混凝土搅拌机,进行干拌,一般在喷射管喷头设水嘴,控制用水量。喷射应自下而上,一次喷射厚度不宜小于40mm,喷射时喷头与喷面保持垂直,距离为0.6~1.0m,为确保喷射混凝土厚度达到规定值,可在边壁上打入样钉作为检验标志,喷射混凝土终凝2小时后,进行喷水养护,养护时间根据气温确定,宜为3~7天。

为保证施工的安全使开挖面及时得到防护,首先喷射第一层混凝土,然后成孔、安装土钉、绑扎钢筋网片。最后喷射第二层混凝土直至设计厚度。喷射第一层混凝土时为确保喷射的混凝土能较好地附着在开挖面,最好在开挖面上布设40cm长直径为6mm,间距为0.8m的断钢筋,打入土体30cm,成梅花形布置,短钢筋之间用5#铁丝绑扎连接,剩余10厘米露在外面,兼作喷射混凝土厚度检测用。

施工监测

本工程基坑开挖及井点降水对工程有一定的影响,为确保工程的安全,在施工过程中进行了土钉墙顶(边壁)水平位移与沉降监测、土体深层位移监测和水位监测。在基坑围护施工前制订了详细的施工监测实施计划,然后按照监测计划布置好测点,并将测得的原始数据以及周边的现状记录在案。

施工现场布设了斜孔观测土体的侧向位移;布置了水位孔监测土方开挖期间地下水的变化情况;基坑周边布设了沉降观测孔,随时了解变形情况,发现问题及时处理。基坑周边最大水平位移及沉降 $< 50\text{mm}$,连续三天位移速率 $< 4\text{mm/d}$;符合规范要求。为了检测土钉墙的稳定情况,在施工中对土钉进行了抗拔力测试,每层抽取3根进行抗拔试验,检验土钉与土体的握裹力(抗拔效果),结果符合规范要求。

工程体会

1. 通过本工程基坑边坡的施工,对基坑边坡围护结构的重要性有了深刻认识。在支护结构设计时,由于土体中不确定因素很多,故对土体力学指标及地面荷载取值,以及支护结构形式的确定,都需要根据现场环境,进行认真地分析比较,要符合工程实际情况,只有这样,才能从总体上保证支护结构的安全性和经济性。

2. 在基坑支护施工过程中,要解决场地拥堵状况,减少放坡,采用土钉墙结合井点降水,也能有效利用边坡滑动体作为施工场地,但必须确保滑动体的安全系数。

3. 采用信息化施工,进行全方位的监测,掌握支护结构和基坑的变化和安全动态,十分必要和重要。应根据监测得到的信息,随时调整施工部署,采用相应的技术措施,使围护结构始终处于科学的监控下,确保施工安全。

会议简讯

第四届全国基坑工程研讨会

(一号通知)

随着经济继续高速发展,大规模的基础建设工程方兴未艾,由复杂环境下的高层建筑基础工程、城市地下轨道交通建设和重大市政工程项目等引出的深基坑工程技术问题,使岩土工作者面临前所未有的机遇和挑战。

为迎接2008年北京奥林匹克运动会和2010年“城市,让世界更美好”上海世界博览会,中国建筑学会建筑施工学术委员会基坑工程专业委员会将于2006年11月在上海召开第四届全国基坑工程研讨会。本次大会将展示和交流全国基坑工程领域在理论与实践方面的最新研究成果、发展趋势及热点难点问题,同时邀请国内外知名专家和学者对学科发展动态作专题报告。

- 1、关于学科发展动态的特邀报告;
- 2、围绕下列主题进行学术交流与研讨:
 - (1) 基坑工程理论分析及应用
 - (2) 基坑工程设计方法与实践
 - (3) 基坑工程施工技术应用
 - (4) 基坑工程测试技术
 - (5) 基坑工程实录及事故分析
 - (6) 基坑工程的风险评估与管理
 - (7) 其他

1、应征论文要求内容具体、明确、严谨、未公开发表过,文责自负且不涉及保密内容。论文字数一般不超过8000字(含图表与公式)。本次会议录用论文将以《岩土工程学报》增刊形式发表。

2、论文格式严格按照《岩土工程学报》的格式编辑、排版。来稿务必一式两份,以供审查用(作者自留底稿),并请写明邮编、详细通讯地址及联系

电话、E-mail地址。

中国建筑学会建筑施工学术委员会基坑工程专业委员会

上海市力学学会岩土力学专业委员会

1、提交论文截止日期2006年4月15日,以当地邮戳为准。

2、经专家审查后,将录用通知及修改意见一并于2006年6月以前寄给论文第一作者。

3、作者根据审查意见修改定稿,于2006年7月底以前将排版的电子文本以附件形式用E-mail发送到会议组委会,并同时通过邮局寄来修改稿打印件及修改说明,以备会前出版发行。

4、会议时间:2006年11月上旬。

上海市华山路1954号,上海交通大学船舶海洋与建筑工程学院王建华同志收(请在信封上注明“第四届全国基坑工程研讨会”字样)。

邮 编:200030

联系电话:021-62932915

传 真:021-62932915

电子邮箱:shjikeng@yahoo.com.cn

中国建筑学会建筑施工学术委员会
基 坑 工 程 专 业 委 员 会
上海市力学学会岩土力学专业委员会
2005年9月

一题一议

从规范个别公式之误谈起*

何广讷

(大连金波土木工程有限公司 大连 116023)

《建设抗震设计规范》GB50011-2001中,关于计算地面下15~20m范围内,液化判别标准贯入锤击数临界值的公式(4.3.4-2)为:

$$N_{cr} = N_0(2.4 - 0.1d_s) \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (15 \leq d_s \leq 20) \quad (4.3.4-2)$$

式中 N_{cr} - 液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0 - 液化判别标准贯入锤击数基本值;

d_s - 饱和土标准贯入点深度(m);

ρ_c - 粘粒含量百分率,当小于3或为砂土时,应用3。

根据该规范条文说明4.3.4条的分析研究后,“建议15~20m深度范围内仍按15m深度处的 N_{cr} 值进行判别”。因此,很容易由通用的15m深度范围内液化判别标准贯入锤击数临界值的计算式(4.3.4-1)中,令 $d_s = 15m$ 即得。(4.3.4-1)的表达式为:

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (d_s \leq 15) \quad (4.3.4-1)$$

式中 d_w - 地下水位深度;其它符号同前。

令(4.3.4-1)式中的 $d_s = 15$ 即可获得计算地面下15~20m范围内的液化判别标准贯入锤击数临界值的计算式为:

$$N_{cr} = N_0(2.4 - 0.1d_w) \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (15 \leq d_s \leq 20) \quad (4.3.4-2')$$

而非规范中的(4.3.4-2),这可能是印刷之误。

* 收稿日期:2005年9月

由于(4.3.4-2)为规范中的公式,规范又无勘误更正,因此,个别工程人员仍按其计算、判别,严格遵循。工作中即使向他们说明,则颇费周折。为了避免工作中可能再出现麻烦,在此作一简短的分析,望有关的工程技术人员运用规范时,确实发现个别有误之处应以科学的态度慎重对待,不应规范绝对化。诚然,规范是一个时期成熟的实践经验、理论分析的总结,为各行各业遵行的法规,不可轻易变动。但在运用中确实发现个别有误之处,经充分论证后就应作相应的改正。

第九届全国地基处理学术讨论会征文通知

(第1号)

为了总结、交流地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工监理、现场监测、施工机械以及理论研究方面的新鲜经验,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会定于2006年8月在山西太原召开第九届全国地基处理学术讨论会,会议由太原理工大学建工学院协办。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

1. 征文范围

应征学术论文和工程实录范围:

(1) 已有各种地基处理技术新发展;(2) 地基处理新技术的开发和应用;(3) 地基处理工程勘察技术、设计计算理论、施工工艺及机具、质量检验等方面的新发展;(4) 复合地基理论与实践方面的新发展;(5) 地基处理其它方面的发展。

2. 征文要求

应征论文应未在国内刊物或论文集上发表过,论文字数请控制在6000~8000字(包括图表)。论文字迹要求清楚、端正,图表齐全,并注明作者详细通讯地址及联系电话。

3. 征文时间安排

征文截止日期:2006年2月28日。

应征论文将由论文编审委员会决定是否录用,入选论文将正式出版论文集。

应征论文请务必注明“第九届全国地基处理会议应征论文”,论文一式二份请寄:

310027 杭州玉古路浙江大学玉泉校区土木工程学系 俞建霖博士

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会
地基处理学术委员会

2005年6月

译文

桩式加筋路堤*

By: J. Han, S. L. Shen, and J. S. Yang, L. Yan, 徐正中译, 周建校
选自:《首届全球华人岩土工程论坛论文集》, 上海, 2003年8月

【摘要】桩式加筋(GRPS)路堤作为一种有效手段已在国内外成功采用并解决了许多岩土工程问题。本文回顾了目前GRPS路堤的实际应用和设计情况,包括荷载传递机理、破坏模式、设计思路、数值分析和具体应用,研究表明GRPS路堤体系最适用于硬土或基岩上覆有软弱土层、新填土较厚、施工期较紧,及总沉降和不均匀沉降要求较严等情况。这种路堤形式常用于桥头段、路基拓宽及穿越软土的铁路或高速公路路基处理,它通过加筋减少桩顶承台覆盖率或加固置换比,达到经济的目的。桩顶承台或竖向增强体上荷载传递机理主要包括土体的土拱作用、土工膜张拉或刚性平台效应,及桩(或竖向增强体)与土体间的相对刚度差异。通过假定竖向滑动面,用刚性轴对称锥形、三棱柱体或半球体这三种常用的土拱模型,计算了土拱比和加筋体上平均竖向应力。目前较少有张拉膜理论可用于计算加筋体中产生的应变和拉力,基于桩式加筋路堤的复杂性,数值方法是进行分析的有效方法。

1 简介

1.1 简介

软土上设计路堤时,岩土工程师必须关注可能发生的与潜在的承载力破坏、过大的总沉降和差异沉降、较大的侧向压力和位移,及边坡失稳等问题。目前可用多种方法解决上述问题(Magnan, 1994),包括预压法、分级加载、使用轻质填料、超挖置换、加筋处理、及其它地基处理方法和桩基础,这些方法的优缺点见Magnan(1994)。

这些方法中,土工合成材料(如用聚合材料制成的土工格栅和土工织物)作为加筋体已用于加固软土地基、边坡和路堤。土工合成材料有土体不具有的高抗拉强度,在软土地基上使用土工合成材料可以提高承载力、减小不均匀沉降,防止边坡失稳。许多研究表明,土工合成材料可用来减小不均匀沉降,但对降低软土路堤总沉降的作用有限。

1.2 桩式路堤

* 收稿日期: 2005年11月

桩式路堤中桩体承担了路堤的大部分荷载，土体只承担一小部分。使用桩式路堤的优点为：(1) 一次性填筑路堤，无需等待（土体强度增长）；(2) 显著降低总沉降量和不均匀沉降；(3) 减少土压力；(4) 避免通常需要的开挖和回填。

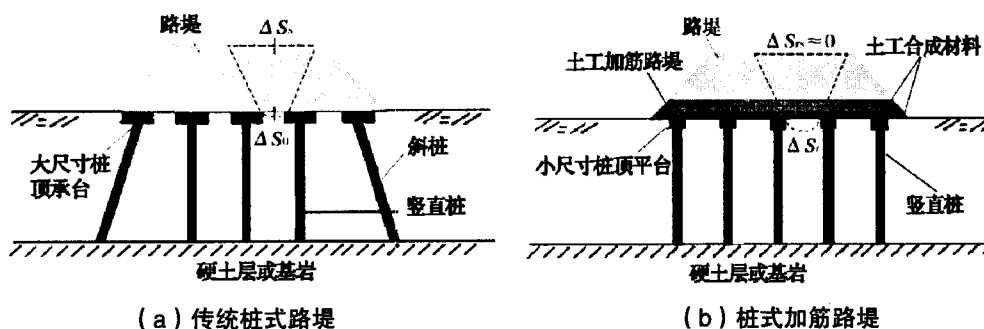


图1 桩式路堤

现有桩式路堤有的使用了土工加筋体，有的没有。本文将没有土工加筋体的桩式路堤称为传统桩式（CPS）路堤体系，而带有土工加筋体的则称为桩式加筋（GRPS）路堤体系（图1）。对于CPS路堤，常在边坡附近打设斜桩承受路堤产生的侧向推力。此外，为通过土拱将荷载传递到桩上，减小承台间土体的变形及路堤表面处的变形，桩体布置要紧并且承台尺寸要大。Shen和Miura（2001）通过变桩长法解决日本软土路基上荷载产生的不均匀沉降问题。在GRPS路堤体系中，加筋体承担了路堤产生的侧向推力，形成了一个加筋平台让荷载更多地从土体向桩上转移，减小了桩顶承台间的不均匀沉降。因此，GRPS体系不需要打设斜桩、无需宽承台、小桩距，是一种经济、有效的处理方法。

除素混凝土桩和木桩，振冲桩、深层搅拌桩、夯实墩、碎石桩等作为竖向增强体已广泛用于路堤的地基处理中。夯实墩在文献中可找到相关详细资料，桩和竖向增强体有许多相似之处，但也有如下不同：(1) 竖向增强体直径大，大多数情况不需要承台，其顶部所起的作用相当于桩基中的承台；(2) 桩基中，桩承受了路堤大部分荷载，并传递到深部持力层，此外，桩间土的变形会在桩侧产生负摩阻力，因此将桩打入基岩这种较硬的持力层很重要。相反，竖向增强体和土体形成了复合地基，它们共同承担荷载，则竖向增强体可打入持力层或为悬浮设置。(3) 竖向增强体可灵活布置成各种形式，尤其对深层搅拌桩，可视不同目的布置成柱体、墙体、块体或格构形式。(4) 竖向增强体，如碎石桩、深层搅拌桩，振冲桩，其刚度差异很大，且低于桩的刚度。(5) 路堤荷载下，竖向增强体会发生剪切破坏、弯曲破坏或弯剪破坏；桩体破坏则一般由承载力不足引起。许多书中常从广义角度考虑桩式路堤，其中包含了用竖向增强体处理的路堤。

GRPS路堤已用于国内外一系列工程中，包括：引桥段、挡土墙、路基拓宽、油罐地基、堤坝和建筑物地基等。目前GRPS路堤的设计方法不多，英国标准BS8006（1995）提出了一种较全面的方法，但Li等人（2002）指出目前的设计方法不能很好地预测施工中GRPS路堤的性状，因此对于这项新技术来说，需要建立一套更合理的设计方法。

2 荷载传递机理

桩顶承台、地基土体、路堤填料和土工加筋体之间的相互作用可以描述如下。由于地基软土的存在, 填料自重会使承台间的路堤填料产生向下运动的趋势, 这种运动趋势受到承台上方填料抗剪强度的限制, 减小了作用在土工合成材料上的压力, 但增大了承台上的荷载, Terzaghi (1943) 将这种荷载传递机理称为土拱效应。

与未加筋情况相比, 使用加筋体是为了减小桩承台间路堤填料的位移。由于位移减小剪应力降低, 导致土拱效应降低, 这样由土拱效应传递给承台的荷载也减小了。与此同时, 由于加筋体拉力竖向分力的作用, 承台上的荷载反而增大了。单层土工合成材料的作用类似于一张拉伸膜, 而多层土工合成材料因加筋体和土体的相互咬合作用, 则象一个加固平台(或一块板)。当加筋体作用类似一张拉伸膜时, Giroud 等人(1990)和英国标准 BS 8006 (1995) 提出的加筋体拉力估算方法类似; Wang 等(1996) 则用附加表观粘聚力考虑了土体中多层加筋情况。

土拱效应和拉伸膜作用也取决于竖向增强体(桩和承台)与土的相对刚度。刚性竖向增强体会使增强体和软土间的不均匀沉降加大, 因而会产生更大的土拱效应和拉伸膜效应, Han 和 Gabr (2002) 在他们的数值分析中证实了这一现象。

概括说来, 荷载传递机理可以看成是土拱、拉伸膜或加固平台效应, 与桩土相对刚度影响共同作用的结果。每种机理下荷载传递分布取决于土工加筋体层数和抗拉强度、路堤填料和地基土体的性质、桩和土的模量等因素。

3 潜在的破坏形式

GRPS 路堤可能破坏的形式很多, 如地基土体破坏、桩和承台的破坏、土工加筋体破坏、以及边坡的失稳。

1. 地基土体破坏

当路堤修建在软土地基上, 即便桩体承担了大部分荷载, 软土也会由于较低的地基承载力发生破坏。这种情况下, 在承台上方使用加筋体将大大减小传到软土上的荷载, 降低地基土破坏的几率。

2. 桩和承台的破坏

路堤下桩和承台可能发生的破坏形式为:

- 承台挤入路堤填料中;
- 承台倾斜;
- 承台弯曲破坏或发生剪切破坏;
- 桩身压缩破坏;
- 桩端破坏;
- 桩身弯曲破坏。

使用土工加筋体将提高承台冲入填料的抵抗能力,降低承台倾斜几率,并通过减小路堤的侧向推力避免桩身弯曲破坏。但由于更多荷载传递到承台和桩上,因而对承台的抗弯和抗剪能力、桩体的承载力要求更高。

3. 土工加筋体破坏

承台上方的土工加筋体会因断裂或从土中拔出而破坏,尤其是路堤边缘处的加筋体。由于模量较低或蠕变变形,加筋体会因过度拉伸而破坏。

4. 边坡失稳

路堤会遇到以下边坡失稳情况:

- 路堤推力导致土体侧向滑移;
- 边坡局部失稳;
- 滑动面位于第一排桩外的边坡失稳;
- 滑动面穿过桩体的边坡失稳;
- 滑动面位于桩下的整体边坡失稳。

4 设计思路

4.1 覆盖率或加固率

根据传统桩式路堤特性研究, Rathmayer (1975) 推荐了图 2 所示的设计标准。所需的承台覆盖率为承台总面积与基础总面积之比,并取决于填土材料的质量。对复合地基,覆盖率等同于加固率。为比较起见,图 2 绘制了 13 个不同的实际桩式加筋路堤的承台覆盖率百分比 (Han, 1999)。如图 2 所示,有加筋体时需要的承台覆盖率明显低于 Rathmayer (1975) 传统桩式路堤建议值,并始终小于 20%。覆盖率降低显现出较好的经济效益。

4.2 土工加筋体上的应力

因土拱效应,土体中的应力 (CPS 路堤) 和承台间加筋体 (GRPS 路堤) 上的应力会降低。在 GRPS 路堤中,加筋体下土体中的应力由于土工膜效应大大减小了。几乎在所有的相关文献中,作用于加筋体上的应力是计算加筋体拉力的一个关键变量。现有设计计算中忽略加筋体下土体反力,即假设加筋体下没有土体,有三种方法可以计算加筋体上分布的应力。

4.2.1 楔形方法

该方法已被一些研究人员采用,如 Carlsson (1987)、Card & Carter (1995)、SvanØ 等 (2000),图 3 为该法的示意图。楔形土体的重量假设由承台上加筋体承担。Carlsson (1987) 假定 $\theta = 15^\circ$, 而 Card & Carter (1995) 采用 $\theta = 22.5^\circ$, 他们将三层土工格栅按一定间距布

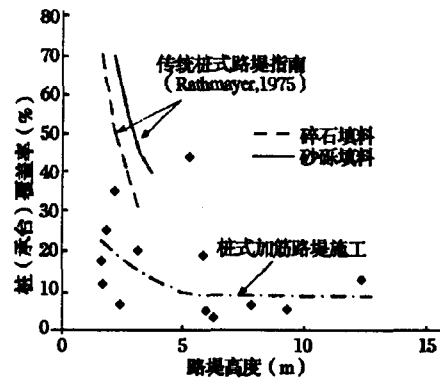


图 2 桩式路堤承台的覆盖率

置,认为荷载在加筋平台和填料形成的三角形复合区内传递,据此提出了该角度。SvanØ等(2000)推荐的 θ 角变化范围为 $15.9^\circ \sim 21.8^\circ$,并且需要校准。

Carlsson(1987)提出了三角形区域上方路堤高度的二维计算方法。因此,单位长度土体重量可计算如下:

$$w = \frac{(b-a)^2}{4 \tan 15^\circ} \gamma \quad (1)$$

式中 w - 单位长度加筋体重量;

a - 方形承台宽度;

b - 桩中心距;

γ - 填料重度。

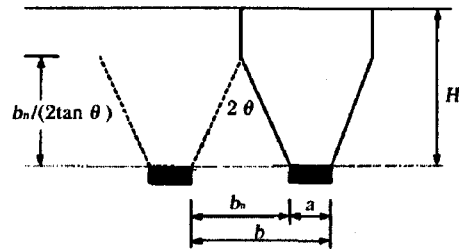


图3 楔形模型

SvanØ等(2000)认为土工加筋体上的荷载最终由桩承台间的两个条形体承担,这两个条形体的宽度与承台相等,长度与桩间距相等。如果桩正方形布置,那么它们相互垂直。该方法考虑了三维效应,每单位承台边长的土体重量可以计算如下:

$$w_s = \frac{r}{2a} \left\{ b^2 H - \frac{1}{6 \tan \theta} \left[(a + H \tan \theta)^3 - a^3 \right] \right\} \quad (2)$$

式中 w_s - 为单位承台边长土体重量;

a - 为正方形承台宽度;

b - 为桩中心距;

γ - 为填料重度;

θ - 为图3所示角度。

如果路堤高度大于 $b_n/(2 \tan \theta)$,那么式(2)中要用 $H = (b - a)/(2 \tan \theta)$ 代替。对于填土中多层土工格栅情况,Card & Carter(1995)建议设计时每层土工格栅应能承担土楔范围内上部填土重量。

4.2.2 半球形土拱模型

Hewlett 和 Randolph(1988)假定桩承台上方土体形成了一个半球形土拱,见图4。他们认为土拱可能在拱顶或者桩承台处破坏。加筋体上的应力与路堤上覆应力比定义为土拱比,可取下列两式计算值中的较大值:

$$\text{拱顶处: } \rho = \left(1 - \frac{a}{b}\right)^{2(K_p-1)} \left[1 - \frac{b}{\sqrt{2}H} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right)\right] + \frac{b-a}{\sqrt{2}H} \left(\frac{2K_p-2}{2K_p-3}\right) \quad (3)$$

承台处:



图4 Hewlett 和 Randolph(1988)提出的土拱模型

$$\rho = \frac{1}{\left(\frac{2K_p}{K_p+1}\right)\left[\left(1-\frac{a}{b}\right)^{1-K_p} - \left(1-\frac{a}{b}\right)\left(1+\frac{a}{b}K_p\right)\right] + \left(1-\frac{a}{b^2}\right)} \quad (4)$$

式中 a - 正方形承台宽度;
 b - 承台中心距;
 H - 路堤高度;
 K_p - 被动土压力系数。

Hewlett 和 Randolph (1988) 建议级配良好的密实填土 ($K_p > 3$) 的厚度不应小于桩间距。

4.2.3 竖管土拱模型

英国标准 BS8605 认为桩承台的作用就象埋设在管道中的刚性管子。对于正向凸埋式管道, 承台顶部平均竖向应力可以用 Marston 公式计算:

$$\sigma_c = p \left(\frac{C_a a}{H} \right) \quad (5)$$

$$\text{端承桩: } C_a = \frac{1.95H}{a} - 0.18$$

$$\text{摩擦桩或其它桩: } C_a = \frac{1.5H}{a} - 0.07$$

式中 σ_c - 承台顶部平均竖向应力;
 p - 路堤底部上覆应力;
 C_a - 土拱系数;
 a - 正方形承台宽度;
 H - 路堤高度。

作用于桩承台间土工加筋体上的应力取决于路堤高度。承台间土工加筋体分担的荷载可以确定如下:

$H > 1.4(b-a)$ 时

$$w = \frac{1.4b\gamma(b-a)}{b^2-a^2} [b^2 - a^2 \frac{\sigma_c}{p}] \quad (6a)$$

$0.7(b-a) \leq H \leq 1.4(b-a)$ 时

$$w = \frac{b(\gamma H + q)}{b^2-a^2} [b^2 - a^2 \frac{\sigma_c}{p}] \quad (6b)$$

$$\text{如果 } \frac{b^2}{a^2} \leq \frac{\sigma_c}{p} \text{ 则 } w = 0 \quad (6c)$$

式中 w - 单位长度加筋体分担的荷载;

q - 路堤表面的均匀超载; 其它符号的定义同式(5)。

4.3 土工加筋体中的应变和拉力

土工加筋体在荷载作用下就象是一张拉伸膜, 有好几种方法可以计算土工加筋体中产生的应变和拉力。

4.3.1 悬链线方法

该方法可计算土工加筋体产生的应变和拉力, 具体见文献 (John, 1987)。

$$\varepsilon_r = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 16 \frac{\Delta S_r^2}{b_n^2}} + \frac{b_n}{8 \Delta S_r^2} \ln \left(\frac{4 \Delta S_r^2}{b_n} + \sqrt{1 + 16 \frac{\Delta S_r^2}{b_n^2}} \right) - 1 \quad (7)$$

$$\text{和} \quad T_r = \frac{1}{2} (\sigma_{sr} - \sigma_s) b_n \sqrt{1 + \frac{b_n^2}{16 \Delta S_r^2}} \quad (8)$$

式中 ε_r - 土工加筋体中产生的应变;
 ΔS_r - 土工加筋体最大位移;
 b_n - 承台间净距 ($b - a$);
 T_r - 土工加筋体中产生的拉力;
 σ_{sr} - 作用在土工加筋体上的平均竖向应力;
 σ_s - 土工加筋体下平均竖向应力 (土体反力)。

作用在土工加筋体上的平均竖向应力可以由第 4.2 节讨论的方法确定, John (1987) 假定 $\sigma_s = 0.15 \gamma H$ (γ 为路堤填料重度, 为路堤高度)。确定加筋体应变和拉力的步骤为:

① 假定加筋体的最大变形; ② 用式 (7) 计算加筋体中的应变; ③ 用式 (8) 计算加筋体中的拉力; ④ 用计算得到的拉力和实验室得到的拉力-应变曲线计算出应变值; ⑤ 如果步骤 ② 和步骤 ④ 计算得到的应变相差较大, 则调整最大变形, 并重复以上步骤直到收敛。

4.3.2 Carlson 方法

Carlson (1987) 建议用下面一个简单公式计算二维跨度上土工加筋体最大变形:

$$\varepsilon_r = \frac{8}{3} \left(\frac{\Delta S_r}{b_n} \right)^2 \quad (9)$$

式中 ε_r - 土工加筋体中产生的应变;
 ΔS_r - 土工加筋体最大变形;
 b_n - 承台间净距 ($b - a$)。加筋体中产生的拉力可以计算如下:

$$T_r = \frac{\gamma b_n^3}{32 \Delta S_r \tan 15^\circ} \sqrt{1 + \frac{16 \Delta S_r^2}{b_n^2}} \quad (10)$$

式中 T_r - 土工加筋体中产生的拉力;
 γ - 路堤填料重度;
 ΔS_r - 土工加筋体最大变形;

b_n - 桩承台间净距 ($b-a$)。

Rogbeck 等人 (1998) 提出用如下三维修正系数考虑三维效应:

$$f_{3D} = \frac{2a+b_n}{2a} \quad (11)$$

式中 f_{3D} 是三维修正系数; a 是承台宽; b_n 是桩承台间净距 ($b-a$)。

4.3.3 BS8605 方法

英国 BS8605 标准提出承台间土工加筋体中的拉力可用下式计算:

$$T_r = \frac{w(b-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_r}} \quad (12)$$

式中 T_r - 土工加筋体中产生的拉力;

w - 单位长度分担的荷载;

a - 承台宽;

b - 桩与桩的中心距;

ε_r - 土工加筋体中产生的应变。

一般情况下, BS8605 标准认为土工加筋体中初始拉应变的上限可取为 6%; 对较低路堤为防止路堤表面出现不均匀沉降, 要相应降低该上限。此外, 该标准建议整个设计使用期内最大蠕应变为 2%。

4.3.4 SINTEF 方法

SvanØ 等人 (2000) 在 SINTEF 提出, 计算土工加筋体中应变时, 应考虑桩承台上方的加筋体的延伸, 并建议用下式计算:

$$\varepsilon_r' = \varepsilon_r \left(1 + \alpha_T \frac{a}{b_n} \right) \quad (13)$$

式中 ε_r' - 土工加筋体中的“修正”应变;

ε_r - 承台净距间自由跨中产生的应变;

a - 承台宽;

b_n - 承台间净距 ($b-a$);

α_T - 拉力比, 可定义为

$$\alpha_T = \frac{T_{rc}}{T_r} \quad (14)$$

式中 T_{rc} - 承台上方土工加筋体中的平均拉力;

T_r - 自由跨上土工加筋体中的平均拉力。

SvanØ 等人 (2000) 没有给出确定 α_T 的方法。但 Han 和 Gabr (2002) 数值研究表明, 桩承台上方加筋体中的拉力比相应自由跨中的大。SvanØ 等人 (2000) 提出用以下公式计算土工加筋体中的拉力:

$$T_r = \frac{w}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_r}} \quad (15)$$

式中 T_r - 土工加筋体中产生的拉力;

w - 土工加筋体（两个条形体）上分担的荷载，可以用式(2)计算；
 ϵ_r - 土工加筋体中“修正”应变，可以用式(13)计算；
 b - 桩与桩的中心距。

5 应用

使用 GRPS 路堤的主要目的是，利用桩把填土荷载传递到软弱土层下面更深处的硬土层或基岩上，减小路堤沉降。这种体系最适用于以下情况：(1) 要求快速施工；(2) 对总沉降及不均匀沉降要求严格；(3) 硬土层或基岩上有软土；(4) 新填土厚度较大。

国内外 GRPS 路堤已广泛应用于一些工程中，包括：引桥路堤；挡土墙；路基拓宽；油罐地基；堤坝和建筑物地基处理。下面选择了一些工程实例进行讨论。

5.1 桥头及过渡段处理

Reid 和 Buchanan (1984) 介绍了这项技术应用于软土桥头段与长桩处理的桥墩间不均匀沉降处理的情况，如图 5 所示。桥墩处沉降几乎为零，而软土路堤沉降较大，设计采用变桩长和变间距的办法协调桥头段不均匀沉降，还铺设了土工材料以降低路堤表面处不均匀沉降。Broms 和 Wong (1985) 介绍了两个使用木桩和土工织物进行桥头处理的类似工程情况。

5.2 挡土墙

巴西圣保罗北部的一条高速公路拓宽，需要修建高度为 2.0 到 8.2m 不等的五段加筋土挡墙 (SRW)。挡墙填土为细粒土 ($LL < 40, PI < 20$)，60%~70% 通过 200 号筛。为避免加筋填土中产生孔隙水压力，铺设无纺土工布带作为排水体系。一部分挡土墙建造在 9m 厚标

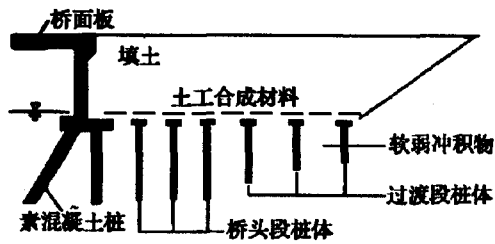


图 5 桥头段处理 (Reid 和 Buchanan, 1984)

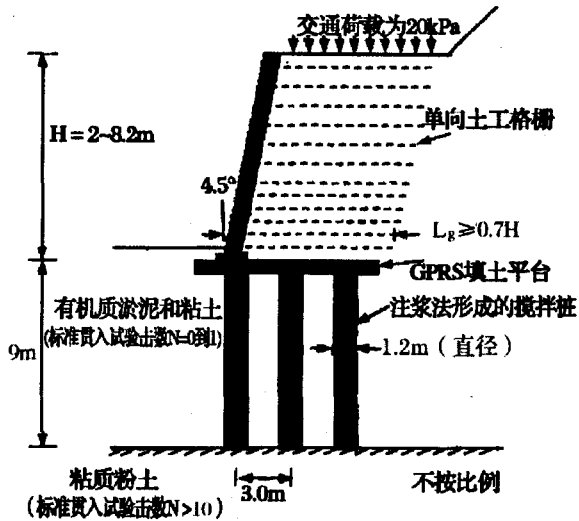


图 6 GRPS 体系上 SRW 典型横断面 (Alzamora 等, 2000)

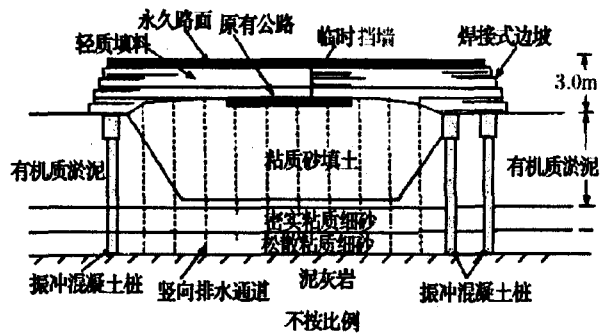


图 7 路基拓宽典型横断面 (Han 和 Akins, 2002)

准贯入试验击数为0到1间的有机质淤泥和粘土层上,选用喷射注浆法形成的搅拌桩加固该软弱土体。原设计要求桩的直径为1.2m,间距2.0m。引入土工格栅加筋填土平台后,将间距扩大到3.0m。对这些挡土墙进行了监测,开工后90天内的沉降和侧向位移都进行了监控。图6给出了搅拌桩加固地基,土工格栅加筋填土的典型横断面。

5.3 路基拓宽

原有公路旁修建新的路堤进行路基拓宽时,不均匀沉降通常是一个关键问题。大多数情况下老路堤沉降已完成,新建路堤不仅本身会产生较大的沉降,而且会使老路堤也产生沉降。图7介绍了某工程中用GRPS路堤,防止软土上新建路堤和已停止沉降的老路堤间出现的不均匀沉降的情况。该工程不仅要拓宽原有公路,还要抬高路基高度使之与桥相连,工程中采用了扩冲桩头的振冲混凝土桩。

5.4 油罐地基

图8示意了用GRPS法并结合振冲混凝土桩,减小3.0~4.5m厚有机质淤泥和泥炭土上油罐的总沉降和不均匀沉降的情况(Shaefer等,1997),在振冲混凝土桩上面铺设三层土工格栅形成荷载传递平台。在苏格兰人们采用类似方法建造了一些油罐(Thorburn等,1984),在桩及上方填土内布置了一层150mm厚的加筋混凝土膜,代替土工合成材料加筋平台。

5.5 堤坝

在桩上修建堤坝面临的主要问题是承台间的不均匀沉降会引起路堤表面沉降差异,交通荷载对沉降的影响也很重要。日本某软土地基上修建一条双车道10m宽的道路,每边各有一条2m宽的人行道,软弱地基由4m含水量为500%的泥炭层和4m粘土层

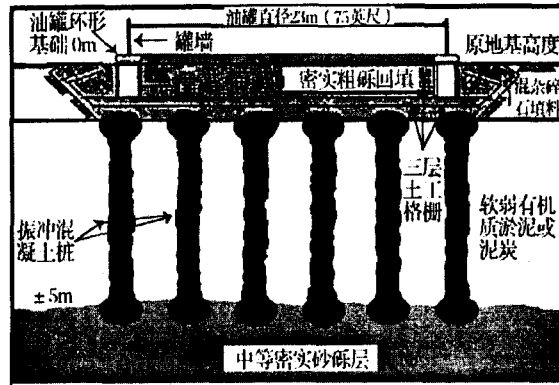


图8 土工格栅加筋与振冲混凝土桩联合处理油罐基础 (Shaefer等, 1997)

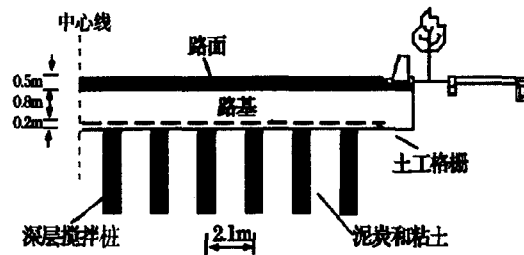


图9 深层搅拌桩上的堤坝 (Tsukada等, 1993)

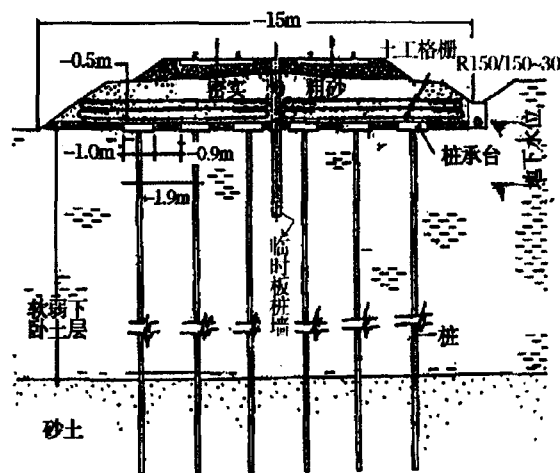


图10 桩式加筋路堤上的铁路 (Alexiew和Gartung, 1999)

组成。用深层水泥土搅拌桩加固软土地基,如图9所示,水泥土搅拌桩直径为800mm,间距2.1m,无侧限抗压强度为1MPa,水泥土搅拌桩顶上铺设了单层土工格栅,其上建造了一条较低的堤坝(1.5m)(用做公路)。该工程加固置换率为11%,与Rathmayer(1975)同样高度路堤承台覆盖率50~70%相比要小得多。15个月时间内,对桩顶处和桩顶高程区间中点处的沉降进行了监测。监测结果发现不均匀沉降产生在桩间,最大不均匀沉降达到了15mm;此外,测得土工格栅应变随不均匀沉降增加而增大,但不超过0.5%。

5.6 铁路路基

德国柏林和马格德堡间的百年老铁路要进行升级,使之能承受160公里的火车时速或更高的荷载,在软弱有机土层上建造了土工格栅加筋的桩式路堤,如图10所示。这项工程的详细情况见文献Brandl等(1997)及Alexiew & Gartung(1999)。

5.7 建筑物地基

Han和Akins(2002)介绍了在填土面严重不均的地基上采用GRPS技术修建建筑物的情况。由于已有填土高度变化很大,新填土要按不同厚度填埋,不均匀沉降成了这项工程关注的主要问题。采用GRPS技术,在有问题的下卧土体上铺设了加筋平台,连接到桥头,减小了不均匀沉降,如图11所示。

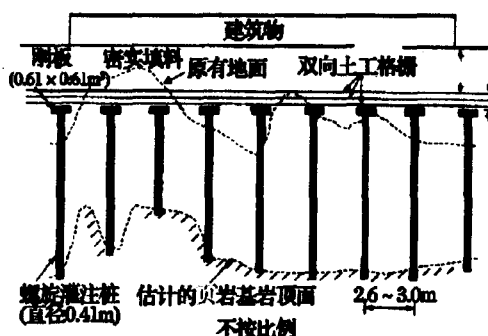


图11 GRPS体系上的建筑物(Han和Akins, 2002)

6 结论

本文研究可以得到以下结论:

- (1) GRPS体系最适用于硬土或基岩上有软弱土层、新填土厚度较大、要求快速施工及对总沉降和不均匀沉降要求较严的情况;
- (2) 该体系常用于桥头处理、路基拓宽,及穿过软土段的铁路或高速公路路基处理;
- (3) 土工加筋体的使用明显降低了桩基承台的覆盖率或深层搅拌柱的加固置换比,其覆盖率或加固比的范围一般为5%-30%;
- (4) 该体系可能发生的破坏为地基土体的破坏、桩及承台的破坏、加筋体的破坏,及边坡失稳。边坡失稳包括边坡侧向滑移、局部失稳、一般失稳和整体失稳;
- (5) 承台或竖向增强体上的土拱效应、拉伸膜或加固平台作用、桩(或竖向增强体)与土的相对刚度为荷载传递机理需要考虑的;
- (6) 用三种常见的土拱模型分析了土工加筋体上的应力;
- (7) 假设不同的变形模式,用拉伸膜理论分析了土工加筋体中的应变和拉力。

参考文献(略)