

目次

论 文

《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91 内容简介..... 张永钧(1)

比萨斜塔的历史、现状及加固方案..... 曾国熙(6)

锯槽连续成墙法建造防渗墙的研究与应用.....
..... 李绍基, 孙志峰, 陈用宾, 孟志庄, 张宝君(25)

岩土原位测试技术的现状与发展..... 郑建国(36)

铜街子水电站 74.4 米深承重式地下连续墙的施工.....高钟璞(56)

建筑地基处理技术规范JGJ79-91内容简介

张永钧

(中国建筑科学研究院)

随着我国基本建设事业的发展,建设用地日趋紧张,许多工程不得不建造在地质条件比较差的场地上。加上目前工程建设项目中高层、重型、大型的项目所占比重很大,这些工程对地基要求较高,天然地基往往难于满足要求。由于上述两方面原因,造成需要进行地基处理的工程项目大大增加,而且对地基处理的技术要求也相应提高。然而当前地基处理设计、施工现状是:

1. 长期来由于没有地基处理技术规范,设计人员无章可循,有些工程原可以采用造价较低的地基处理方法的,结果采用了昂贵的桩基;
2. 由于对各种地基处理方法的适用范围不清楚,而选用方法不当,未能达到预期目的,甚至出了工程事故的事例也是屡见不鲜的;
3. 有些工程虽然采用某种地基处理方法,但因无设计依据,往往设计过于保守,造成较大浪费;
4. 由于地基处理是当前热门行业,近年来从事地基处理的队伍迅速增大,有些施工人员素质不高,对各种地基处理方法的加固原理、技术要求、质量标准不掌握,加上管理水平低,工程质量事故频频出现。

因而迫切需要一本地基处理规范以指导设计和施工、保证地基处理工程的质量和降低工程造价。

编制过程

国家计委于1987年以计标函(1987)第3号文下达了编制《建筑地基处理技术规范》的任务。由中国建筑科学研究院会同七个单位共同编制,于同年6月成立了规范编制组。编制组成员有:中国建筑科学研究院张永钧研究员和平涌潮高级工程师,浙江大学潘秋元教授,南京水利科学研究院盛崇文教授级高级工程师,陕西省建筑科学研究设计院罗宇生教授级高级工程师和杨鸿贵高级工程师,铁道部科学研究院杨灿文研究员和朱庆林副研究员,冶金部建筑研究总院王吉望教授级高级工程师和周国钧高级工程师,同济大学叶书麟教授和北方交通大学唐业清教授共12人。

编制组成立后,立即进行了广泛的资料收集和调查研究,于1988年6月完成了规范初稿,同年10月完成修改稿,并于1989年6月完成征求意见稿,随即在第二届全国地基处理学术讨论会上向中国土木工程学会地基处理学术委员会委员征求意见,同时规范征求意见稿经全国各省、自治区、直辖市和国务院有关部所属的设计、勘察、施工、科研单位和高

等院校广泛征求意见。根据收集的意见,对征求意见稿进行修改,于1989年10月完成规范送审稿,同年12月审查通过。经与有关规范协调后1990年完成规范报批稿,业经建设部批准发布,自1992年9月1日起施行。

编制原则

编制规范遵循了以下主要原则:

1. 总结建国四十年来,特别是改革开放以来我国地基处理方面的大量科研成果和丰富的工程经验,充分吸取国内成就,同时吸收适合我国国情的国外成熟经验;
2. 规范体现了四性:
 - (1) 政策性;
 - (2) 科学性;
 - (3) 实践性;
 - (4) 安全性。
3. 纳入规范的内容必须是成熟的,不够成熟的暂不纳入,不成熟的坚决不纳入。

规范主要特点

1. 规范采用了按处理方法来编写的体系。编写地基处理规范可按两种体系来考虑,一种是以土类来编写,另一种是以处理方法来编写。考虑到按土类来写,每一种土适用多种方法进行处理,这样重复太多。如按处理方法来写虽然方法也很多,但目前我国常用的地基处理方法,归纳起来也不过十几种,所以规范采用了后者的编写体系。

2. 规范编入了我国目前行之有效的9类22种地基处理方法,覆盖面广,能满足各种复杂情况下的工程地基处理的需要。在这些方法中,有我国自己研究与开发且国外还没有的地基处理技术,如灰土挤密桩法、碱液加固法、锚杆静压桩法和灰土垫层法等;也有国外首先提出,但至今尚未达到实用阶段,而经我国科研攻关,获得突破,得以推广应用,并在国际上处于领先地位的地基处理技术,如真空预压法;还有从国外引进,但经我国消化吸收,在应用中得到提高和发展的地基处理技术。

3. 在内容编排上规范对每一种方法从勘察、设计、施工和质量检验等地基处理全过程的各个环节都作出了规定,同时明确规定出各种地基处理方法的适用范围和关键技术,并强调通过现场试验或试验性施工确定参数等,从而保证了地基处理的质量和工程费用的降低。

4. 有关加载预压法的固结度计算,规范采用了将瞬时加载和逐渐加载统一起来的精确解计算式,较目前国外公式只能算瞬时加载,再进行修正的近似解的计算式,更为先进、精确和方便。

5. 规范中有关强夯法处理地基的主要参数——有效加固深度的确定方法,比国外常用的梅那公式计算结果更为准确和合理。

6. 规范中振冲桩、砂石桩、搅拌桩和旋喷桩采用修正系数确定承载力的计算方法,将复合地基理论上升到实用阶段。

7. 规范规定了质地坚硬、性能稳定和无侵蚀性的工业废渣可作为垫层材料,这为工业废料的利用开辟了新途径,并可减少环境污染。

8. 规范中有关托换技术的内容, 将为我国当前工程建设中大量存在的建筑扩建、改建、加层与纠偏、古建筑维修等工程提供设计和施工依据。

各章要点

《建筑地基处理技术规范》包括十一章, 两个附录, 共计221条。各章要点如下:

第一章 总 则

内容包括: 制订本规范的目的、规范的适用范围、应遵循的技术政策和与有关规范的关系等。其中规定本规范运用于工业与民用建筑(包括构筑物)地基处理的设计和施工。

第二章 基本规定

内容包括:

1. 在选择地基处理方案前, 应完成的资料搜集和调查研究的要求, 以及根据工程要求, 确定地基处理的目的、处理范围和处理后要求达到的各项技术经济指标等;
2. 规定了在选择地基处理方案时, 应考虑上部结构、基础和地基的共同作用, 并经过技术经济比较, 选用地基处理方案或加强上部结构和处理地基相结合的方案;
3. 规定了选择地基处理方法的步骤。在初步选定几种可供考虑的地基处理方案后, 经技术经济分析和对比, 选择最佳的地基处理方法, 或选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法;
4. 规定了对本规范确定的地基承载力标准值进行修正时, 基础宽度的地基承载力修正系数应取零, 基础埋深的地基承载力修正系数应取1.0;
5. 对地基处理技术人员的要求;
6. 有关工程质量监理、质量检验和验收的规定;
7. 经地基处理的建筑, 应进行沉降观测的规定。

第三章 换填法

包括垫层法和重锤夯实法。适用于淤泥、淤泥质土、湿陷性黄土、素填土、杂填土地基及暗沟、暗塘等的浅层处理。规范中对垫层厚度、宽度的确定列出了计算式, 并按各种施工方法和换填材料列出了各种垫层的承载力标准值。

第四章 预压法

包括加载预压法和真空预压法。适用于处理淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和粘性土地基。规范中所列的加载预压法固结度的计算式, 不需先计算瞬间加载条件下的固结度, 再根据逐渐加载条件进行修正, 而是两者合并计算出修正后的平均固结度, 该式适用于多种排水条件, 具有通用性。此外, 规范中还列出了预压荷载下地基中某点任意时间的抗剪强度和地基最终竖向变形量的计算式。

第五章 强夯法

适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基, 规范中规定对高饱和度的粉土与粘性土等地基, 当采用在夯坑内回填块石、碎石或其它粗颗粒材料进行强夯置换时, 应通过现场试验确定其适用性。关于有效加固深度的确定, 由于梅那公式和修正后的梅那公式均存在明显的缺点, 故通过大量工程实测资料的对比

比,规范中列出了根据不同单击夯击能和不同土类的有效加固深度的预估 值表,便于应用。

第六章 振冲法

包括振冲置换法和振冲密实法。振冲置换法适用于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的粘性土、粉土、饱和黄土和人工填土等地基。振冲密实法适用于处理砂土和粉土等地基。不加填料的振冲密实法仅适用于处理粘粒含量小于10%的粗砂、中砂地基。规范中列出了复合地基的承载力计算式,对小型工程的粘性土地基还列出了复合地基的承载力简单估算方法,便于应用。此外,还列出了根据桩土应力比确定复合土层压缩模量的计算式。

第七章 土或灰土挤密桩法

包括土挤密桩法和灰土挤密桩法。适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基。当以消除地基的湿陷性为主要目的时,宜选用土挤密桩法。当以提高地基的承载力或水稳性为主要目的时,宜选用灰土挤密桩法。规范中列出了确定桩孔间距的计算式,并对处理地基的宽度等作出了具体规定。

第八章 砂石桩法

适用于挤密松散砂土、素填土和杂填土等地基。对在饱和粘性土地基上主要不以变形控制的工程也可采用砂石桩置换处理。规范中列出了确定砂石桩间距的计算式和计算砂石桩孔内填砂石量的方法。

第九章 深层搅拌法

适用于处理淤泥、淤泥质土、粉土和含水量较高且地基承载力标准值不大于120kPa的粘性土等地基。当用于处理泥炭土或地下水具有侵蚀性时,规范规定要通过试验确定其适用性。规范中列出了确定搅拌桩复合地基承载力标准值的计算式,并对搅拌桩的施工技术和施工工艺要点作了规定。

第十章 高压喷射注浆法

适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、黄土、砂土、人工填土和碎石土等地基。当土中含有较多的大粒径块石、坚硬粘土、大量植物根茎或有过多的有机质时,应根据现场试验结果确定其适用程度。规范中列出了旋喷桩复合地基承载力标准值的计算式,并对施工中水泥标号、水灰比和复喷技术等均作出具体规定。

第十一章 托换法

适用于既有建筑物的加固、增层或扩建,以及受修建地下工程、新建工程或深基坑开挖影响的既有建筑物的地基处理和基础加固,规范中列出了下列三类方法:

1. 桩式托换法

- (1) 坑式静压桩托换
- (2) 锚杆静压桩托换
- (3) 灌注桩托换
- (4) 树根桩托换

2. 灌浆托换法

- (1) 水泥灌浆法
- (2) 硅化法
- (3) 碱液法

3. 基础加固法

- (1) 灌浆法
- (2) 混凝土或钢筋混凝土套法
- (3) 坑式托换法
- (4) 增加结构刚度法

附录一 复合地基载荷试验要点

适用于振冲桩、砂石桩、土挤密桩、灰土挤密桩、深层搅拌桩和旋喷桩等单桩复合地基或多桩复合地基载荷试验。附录中对加载等级、试验时间、读数间隔、沉降稳定标准和各种桩的复合地基承载力标准值的确定方法等均作出详细规定。

附录二 规范用词说明

由于地基处理行业在我国工程建设事业中占有重要的地位，国家每年向地基处理工程的投资很大，所以《建筑地基处理技术规范》的发布和施行将促进我国地基处理技术的发展，使地基处理的设计和施工有章可循，从而保证地基处理工程的质量和降低工程造价，无疑将会给设计施工提供依据并产生巨大的社会效益与经济效益。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会 关于举办《建筑地基处理技术规范》培训班的通知

中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79—91最近已发布执行，为了组织学习新规范，进一步提高我国工程技术人员的地基处理水平，中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会定于1993年5月在杭州市举办一期《建筑地基处理技术规范》培训班。欢迎前来西子湖畔学习，以科技进步，促进生产力发展。

现将有关事项通知如下：

一、培训对象：从事建设工程设计、科研、施工、质检、管理等部门的工程技术人员与管理人员。

二、选用教材和学习内容：

教材：《建筑地基处理技术规范》以及条文说明，中国计划出版社出版，以及其它参考资料。

学习内容：讲述《建筑地基处理技术规范》编制过程以及《规范》有关内容：总则、基本规定、换填法、预压法、强夯法、振冲法、土或灰土挤密桩法、砂石桩法、深层搅拌法、高压喷射注浆法、托换法，以及地基处理技术最近发展。

三、学习时间、地点及学费

时间：1993年5月份，期限8天，具体日期另行通知。

地点：杭州市西湖区玉泉饭店。

学费及资料费：350元。食宿统一安排，费用自理。

已发出通知，如未收到者，请速函310027浙江大学土木系岩土工程研究所 邱彩兰

比萨斜塔的历史、现状及加固方案

曾国熙

(浙江大学)

前言

笔者于1992年11月间陪同中国科学院广州分院化学灌浆公司和深圳一建公司地基处理中心几位同志一行共七人应意大利都灵理工大学教授、比萨斜塔本届委员会主席亚密奥考斯基(M. Jamiolkowski)的邀请赴意访问。访问的主要内容之一是考察比萨斜塔的现状及其加固情况。笔者回国后即向浙江省土建学会土力学及基础工程学会和浙江大学岩土工程研究所作了汇报。现补充写成本书面材料。

本文主要根据亚教授等人撰写的“比萨斜塔的现状”(1991)^[1]和“比萨斜塔的最新情况”(1993)^[2]两篇论文,并根据笔者在访问时比萨斜塔工地主任阿尔墨塔基(F. Albertazzi)的介绍及在现场所看到的情况。

比萨斜塔是国内外人士普遍关注的一座具有重大历史意义的古建筑,除了建筑艺术的意义之外,该塔的倾斜原因和加固是国际上岩土工程界数十年来一直深感兴趣的一个课题。

本届(第17届)比萨塔委员会于1990年由意政府总理任命,负责关于该塔永久性稳定工作的设计和执行。成员有五位岩土工程师:英国伯兰德(J. B. Burland)、意大利亚密奥考斯基(主席)、意大利林切罗他(R. Lanzetta)、美国李翁纳茨(G. A. Leonards)和意大利维栈尼(V. Viggiani);三位修缮家:第利亚(M. D'Elia)、第·斯特芬诺(Di Stefano)和列马尔(R. Lemaire);两位艺术历史学家罗马尼尼(A. M. Romanini)和塞提斯(S. Settis);和一位矿物学家范倪尔(F. Veniale)共11位专家,是一个多学科技术性组织。另外还由BONIFICA、ISMES、ITALSONDA、RODIA和TREVI五家著名技术公司派出人员组成一个顾问工作组,工地主任为阿尔墨塔基。这些公司分工负责塔有关历史资料的搜集、地质勘探(包含地下水)和土工试验、塔体上部结构和地基的物理和数学模型试验、塔体和地基加固方案研究、试验和执行。

历史背景

该塔中世纪(公元1000—1400年,另有一说为公元600—1500年)建于意大利比萨(Pisa)市麦雷科里广场。它与大教堂、洗礼堂及纪念性墓地形成一个都用白色天然大理石建造的建筑群,场面极为美丽壮观。广场四围有城墙围护。(见图1和图2)。

大教堂1063年利用比萨舰队在巴勒莫港口从撒拉逊人手中掠夺、用六艘满载财宝的大

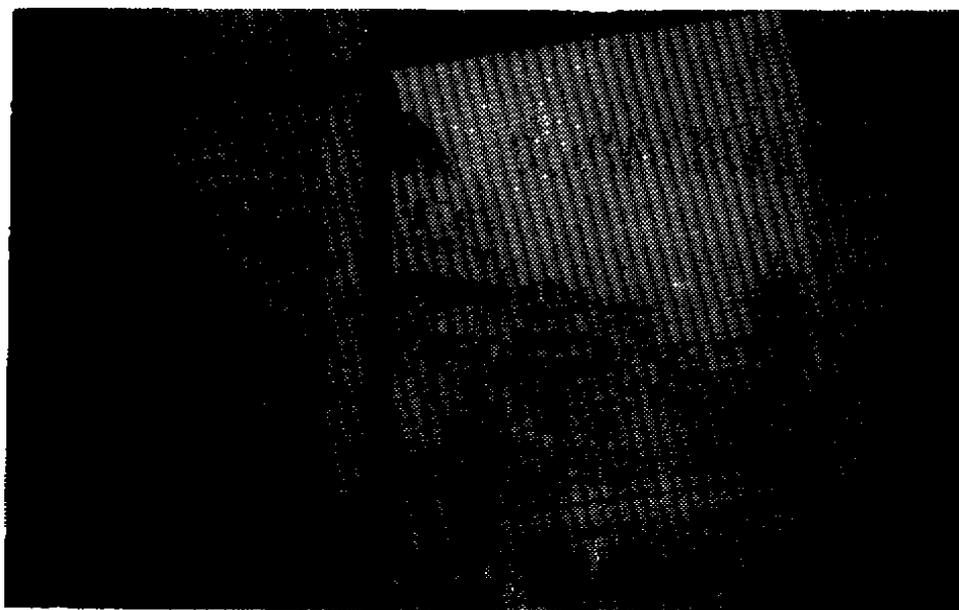


图1 从城门洞可看到麦雷科里广场的洗礼堂、大教堂和比萨斜塔

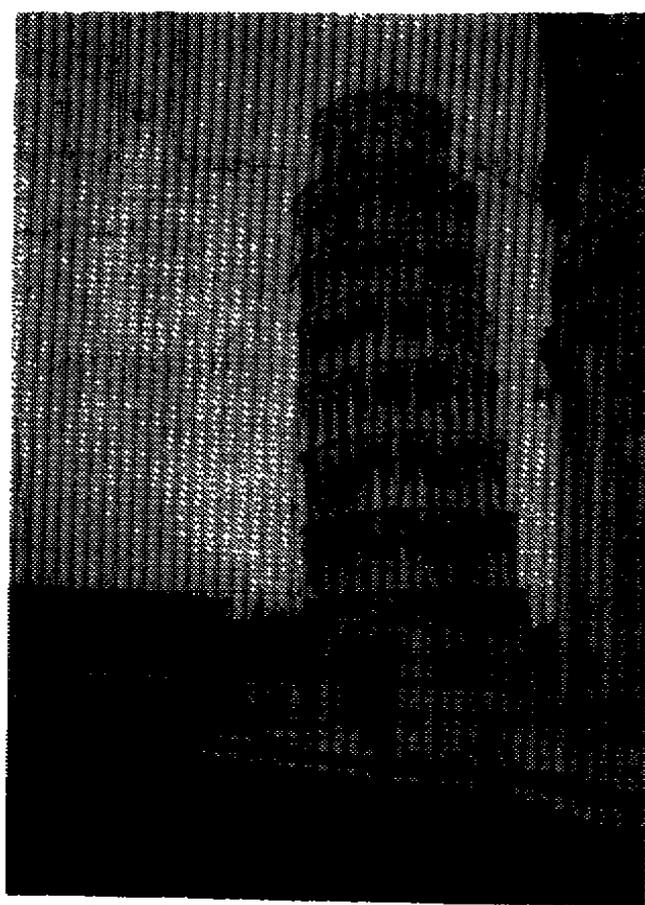


图2 笔者摄于比萨斜塔前(1992. 11. 16)

船运来的战利品建造的。它的建成标志着比萨市艺术的发展，同时标志着在帝国内兴起的新的政体结构。

麦雷科里广场巧妙地体现了该市宗教、文明历史和文化的理想统一体。除了建筑和艺术的价值之外，该建筑群还具有一个特殊意义，即作为该市的象征。(有一说，著名物理学家伽利略曾利用该塔作自由落体的实验，结果推翻了亚里斯多德‘自由落体的速度和重量成比例’的学说。这一点在文献[1]、[2]中未曾提及，有待证实)。

图3表示比萨塔的剖面，它是一座用大理石砌成的空心筒体结构。塔体有8层。第一层的空心筒体最粗，石柱嵌入空心筒体。以上各层的空心筒体的直径比第一层小，每层由一系列大理石圆柱围成走廊。顶层为钟楼。螺旋形楼梯设在空心筒体之中(见图3)。由图3尚可看出一点，即塔的轴线并非一直线，第4层以上的轴线向北弯曲，塔体呈香蕉状(并见图5)

塔由比萨诺(Bonanno Pisano)负责于1173年8月9日开始建造。该日期是有可靠的记载的。

建造塔的下面四层半时一直稳步进行，经过5年至1178年中断了约一个世纪(九十四

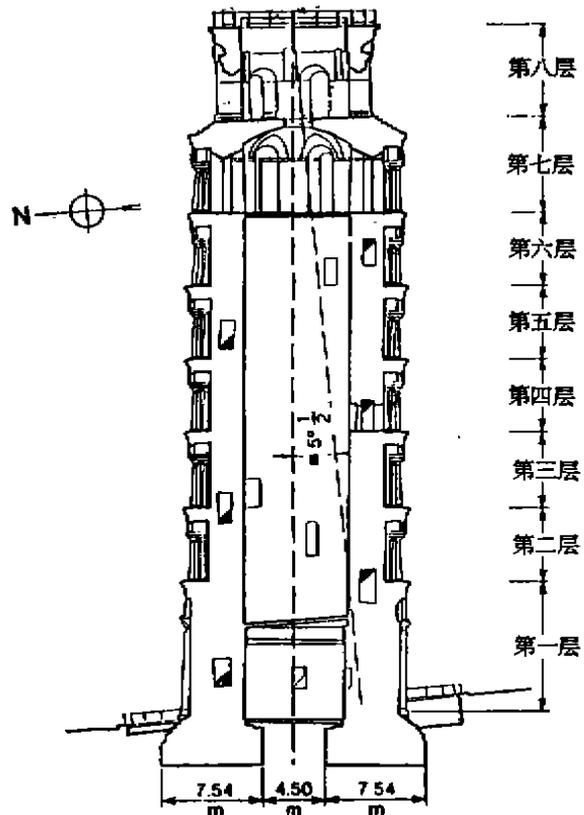


图3 比萨斜塔——最大倾斜平面上的剖面

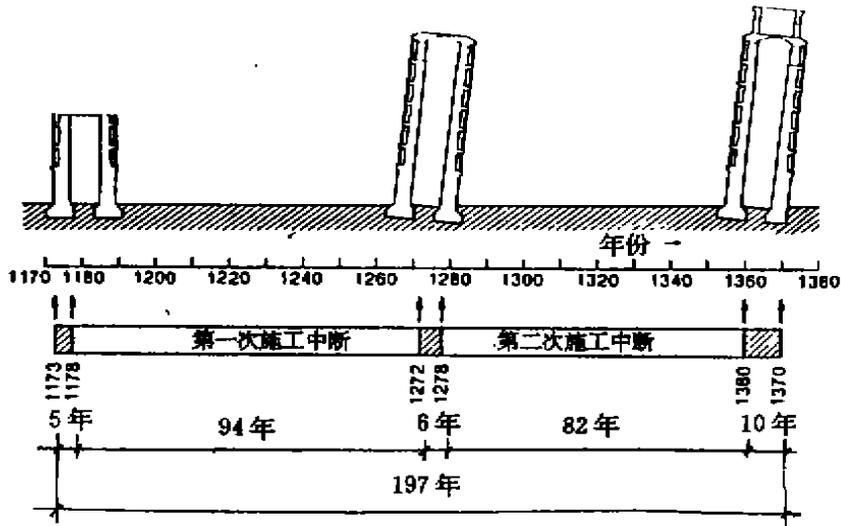


图4 比萨塔建造史

年) (图4)。停工的原因尚未探明。虽则山波列喜 (Sampaolo, 1956) 指出很可能由于沉降过大, 但与当时的政治和经济问题有关。

诚然, 停工是幸运的。可以表明, 如果当时施工不中断, 这样长的时间, 地基必将发生承载力不足而破坏。

1272年在第·西蒙斯 (Giovanni di Simons) 领导下继续建造。经6年时间, 除了钟楼最后一层外均已建成。此时开始发觉塔的轴线是弯曲的。为了消除施工过程中出现塔的倾斜, 在建造时根据铅直原理, 石工们将每层石块手工琢磨, 形成一水平面 (见图5)。通过每层石块高度的量测可知, 塔的倾斜和建造每层时间的长短有关。

由此分析可知, 第一次停工时塔仍保持原来的铅直度。到了第·西蒙斯重建时塔才逐渐向南倾斜, 不久之后倾斜就变得明显。

古代的石工们已觉察到塔的倾斜, 因而他们费了很多的精力和时间用手工琢磨每一石块, 调节石块的高度, 以便使每层顶面形成水平面。然而根据当时的历史记载对此事无任何记录。

到了1278年, 重建再次中断, 其原因可能是由于沉降和倾斜过大, 但也可能与该市当时的政治和经济情况有关。

1284年比萨海军被热那亚人在梅罗雷亚海战中击败, 只有一小部分战舰逃回。第·西蒙斯也死于这场战争之中。这次打击是惨重的, 实际上标志了比萨权力的告终。比萨市虽遭此不幸, 但比萨塔幸运地保存下来。

有一件事情值得注意, 即在1292年石工和泥工们联合组成一个委员会, 其中包括第·西蒙斯的儿子, 这是比萨塔首届委员会。该会利用吊锤测量塔的倾斜。此事为一公证人所证实, 但无测量数据的记录, 也未见被重视。看来塔的倾斜对于建造者来说, 并不认为是不正常的。

到了1350年另一姓比萨诺 (Tommasodi Andrea Pisano) 人士增建钟楼并对塔的倾斜进行最后一次, 也是最重要的一次调整。

从那时候起到了19世纪没有任何数据记载能说明塔倾斜的过程。然而可以从各种渠道搜集到一些有关的资料。

图6表示推测的塔倾斜的历史过程。到了1911年才开始有系统的测量, 在此之前的数据都是近似的, 相当程度上是定性的、主观的。

从瑞梅雷 (S. Ramieri) 返回比萨的一张图 (时代在1384~1386年之间) 上可以量出比萨塔的倾斜约达 7° 。这是艺术家的图画, 数量上的出入在所难免。

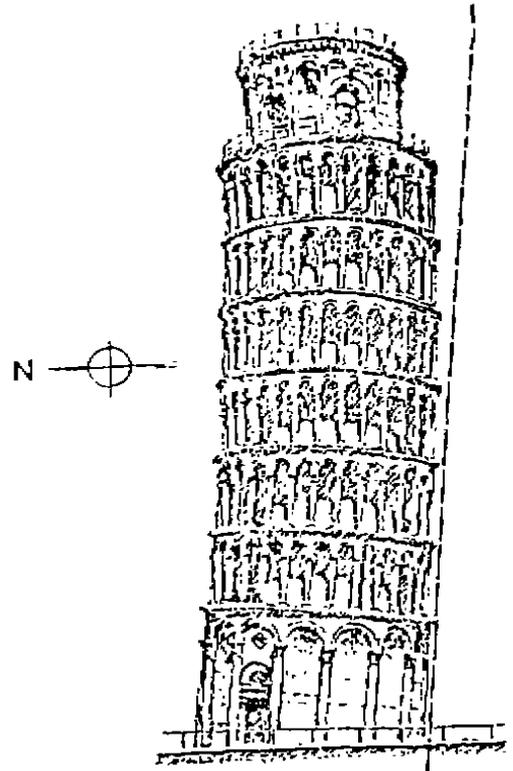


图5 建造过程中调整塔的倾斜

1550年瓦萨雷 (Vasari) 在其书中提及塔的倾斜为 6.5° ，这也是很粗糙的数值。

1818年两位英国建筑师克雷西 (E.Cresy) 和泰勒 (G.L.Taylor) 在其专著“中世纪的意大利建筑”一书中有一幅精致的图画，其中表示用垂线量测塔的倾斜。其结果和1292年石工们的测量结果完全一致。因此他们的测量结果可以认为是可靠的，可以和现代的测量结果联接起来。1859年还有一法国人用类似的方法进行另一次量测。

1838年第拉·汉瑞尔第斯卡 (Alessander della Gherardesea) 在塔基周围开挖。图3所示的塔基础部分就是根据这次开挖时量测的结果绘制的。估计塔的平均沉降达 $2.5\sim 3\text{m}$ ，北缘的沉降约 2m ，南缘的沉降约 4m 。由于开挖的坑底在地下水位以下，故从1838年起曾连续抽水，以降低地水位。这一次的开挖和降低水位对塔的倾斜起了不良的影响，图6在1818~1859之间塔倾斜的增大也体现了这一次的影响。

从1911年起每年进行一次大地测量，从1936年起还用精度很高的特制摆式测斜仪进行量测。量测结果将在下文介绍。

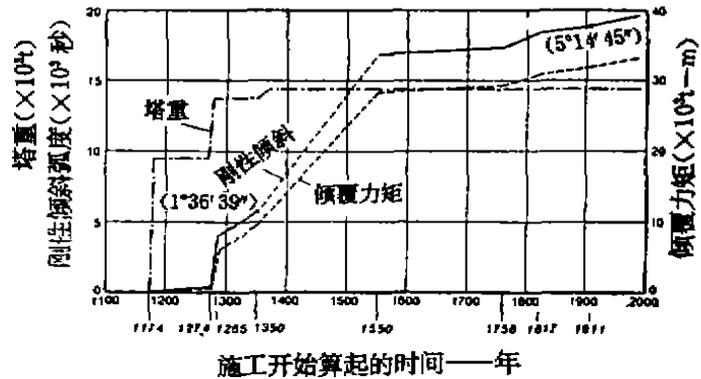


图6 推测的塔倾斜发展史

土层剖面和特性

从本世纪初叶开始以来，对塔的地基曾进行了多次勘探。在六十年代后期政府任命的第12届委员会汇总了最完整的数据，并将其最终成果发表于政府有关的报告之中。第12届委员会主席为波尔范尼 (Polvani)，委员中包含几位国际上著名的岩土工程专家，如意大利克罗切 (A.Croce)、德国舒尔茨 (E.Schultze) 和英国斯金普顿 (A.w.Skempton) 等人。

第15届委员会作了进一步勘探试验，其成果曾部分发表。根据这些详尽的勘探试验，对于塔下地基各土层的成因和岩土工程特性已有了较完整的认识。图7是塔在最大倾斜平面（几乎是正南北向）上的土剖面图。土层的年代属于更新世和全新世沉积物。地面在平均海平面以上 $+2.5\text{m}$ 高程。以下的土层如下：

层A：包含粉土、粘土和砂互层。此层又可分为下列亚层：

- 亚层 A_1 ：由高程 0 至 -3m ，黄色粉土质砂；
- 亚层 A_2 ：由高程 -3 至 -5m ，黄色粘质粉土；
- 亚层 A_3 ：由高程 -5 至 -7m ，中等均匀灰色砂。

在塔附近用能测孔隙水压力的触探测试的结果表明，这三亚层在塔下的厚度基本上仍是均匀的。但亚层 A_2 的厚度在北边减薄，而砂质较重。

层B：此层主要属于粘土质，又可分为下列四个亚层：

- 亚层 B_1 ：由高程 -7 至 -18m ，为上粘土层，当地称之为 Pancone 粘土，此层对塔

的沉降起了决定性作用；

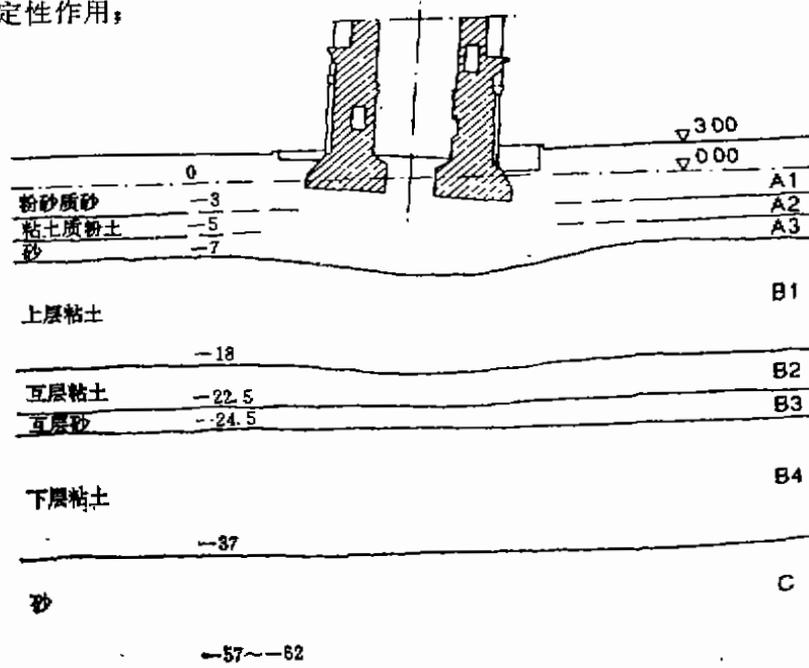


图7 最大倾斜平面上的土剖面图

- 亚层B₂: 由高程 - 18至 - 22.5m, 互层粘土;
- 亚层B₃: 由高程 - 22.5至 - 24.5m, 互层砂;
- 亚层B₄: 由高程 - 24.5至 - 37m, 下粘土层;

层C: 下砂层, 由高程 - 37至少至 - 57~-62m 以下还有粘土层存在, 但对塔可以说没有什么影响。

层A与层B₁的交界面在整个广场范围内基本上是水平的, 只有在塔基之下的沉陷呈锅底状。层A与层B交界面沉陷稍大于2m, 这表示由塔重而产生的沉降量。

层A和层B的指标性质列于表1。

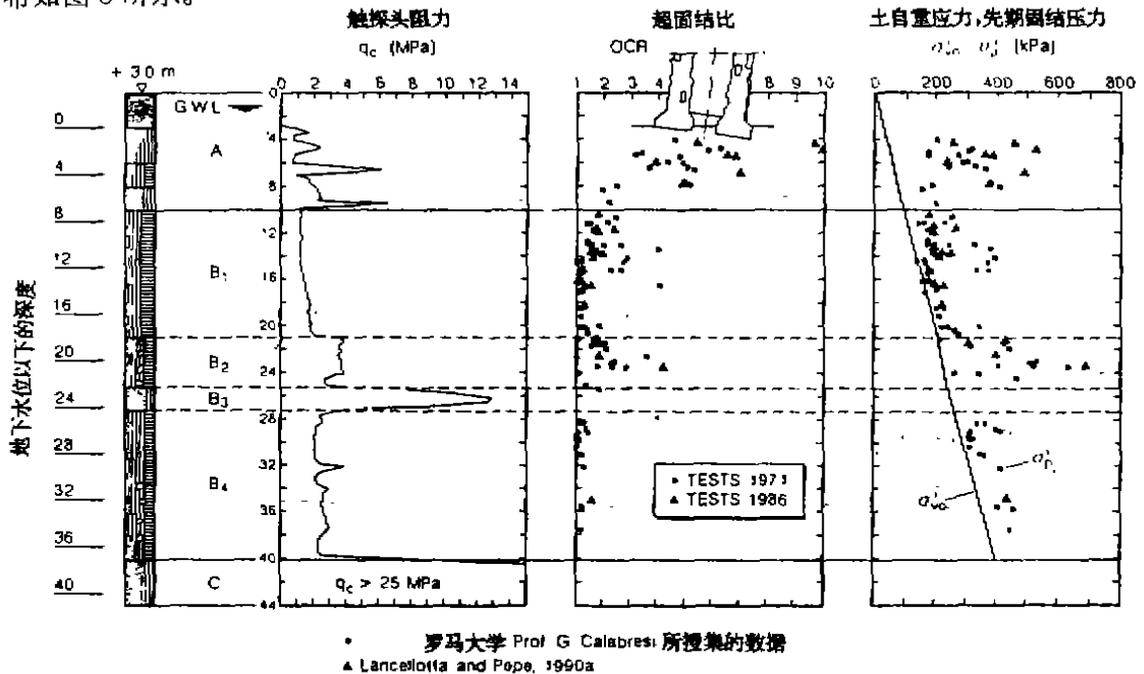
比萨塔地基土的指标性质

表1

土层	γ (kN/m ³)	w (%)	e	LL (%)	PI (%)	细粒土 (%)	G _s (kN/m ³)	
A	18.1~19.0	33.3~37.9	0.88~1.02	28~42	8~19	22~100	26.4~26.9	
B	B ₁	16.4~17.8	45.2~60.8	1.22~1.66	53~61	>80	27.0~27.3	
	B ₂	19.4~20.4	24.6~28.9	0.66~0.79	34~61	>80	26.8~27.3	
	B ₃	18.5~19.4	28.2~34.5	0.74~0.91	非塑性的	非塑性的	3~50	26.2~26.2
	B ₄	17.6~19.3	30.8~42.5	0.81~1.14	35~78	17~48	>80	26.3~26.8
C	20.2~21.4	16.2~21.8	0.42~0.57	非塑性的	非塑性的	0~20	26.0~26.2	

层A和层B中的粘性土层的应力史见图8。其中先期固结压力 σ'_c 是根据用高质量原状活塞土样在固结仪中进行的试验结果、应用卡萨格兰第(1936)方法定出的。超固结比值

是由 $OCR = \sigma'_b / \sigma'_{v0}$ 计算得出的, 其中 σ'_{v0} 是由有效竖向土自重应力计算的。 σ'_{v0} 随深度的分布如图8所示。



• 罗马大学 Prof. G. Calabrese 所搜集的数据
 ▲ Lancelotta and Pepe, 1990a

图8 典型的土和超固结比剖面图

图9~11表示一些比萨粘土的压缩和抗剪试验典型结果。对于层B₂粘土, 按峰值整理的 $\psi' = 22^\circ$, $C' = 16\text{kPa}$, $C_u / \sigma'_b = 0.23(OCR)^{1.24}$, 其中 C_u 是不排水抗剪强度。

深度(m)	λ_1	λ_2
3~10	○	●
10~21	△	▲
21~26	□	■
26~35	◇	◆

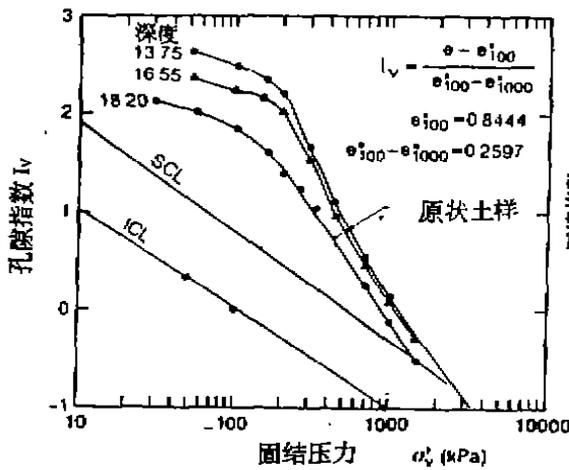


图9 比萨粘土的孔隙指数与固结压力关系

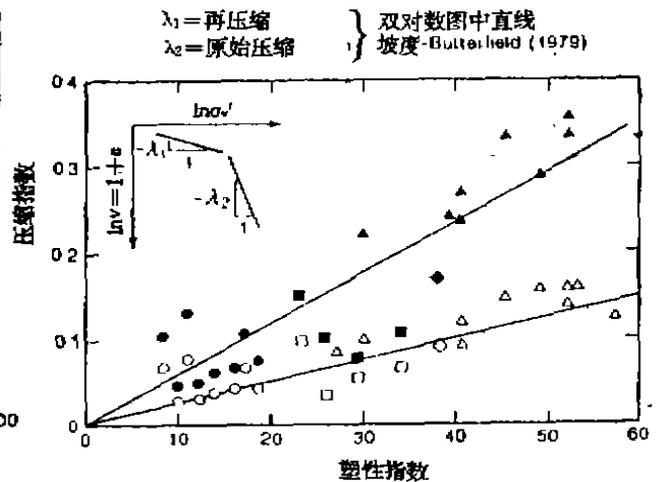


图10 比萨粘土的体积压缩指数~塑性指数

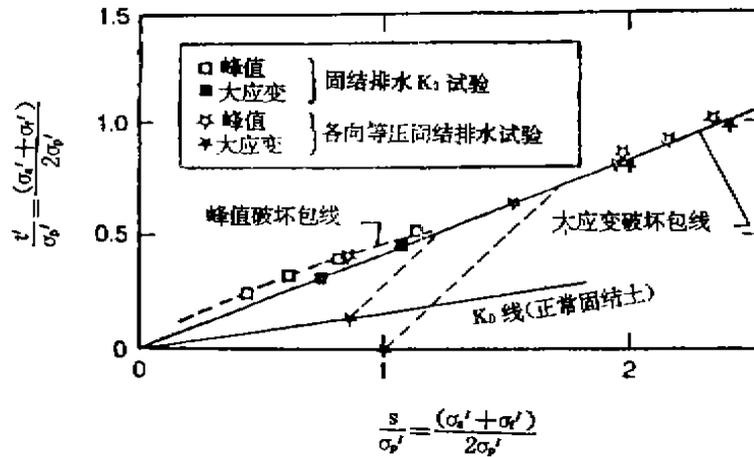


图11 比萨粘土层的排水强度

层C是很密实砂，触探端阻力超过30MPa，且稍有胶结。

地下水

第12届委员会在六十年代曾在塔附近的地基中埋设若干测压管，继后扩大了埋设测压管的范围(图12)。

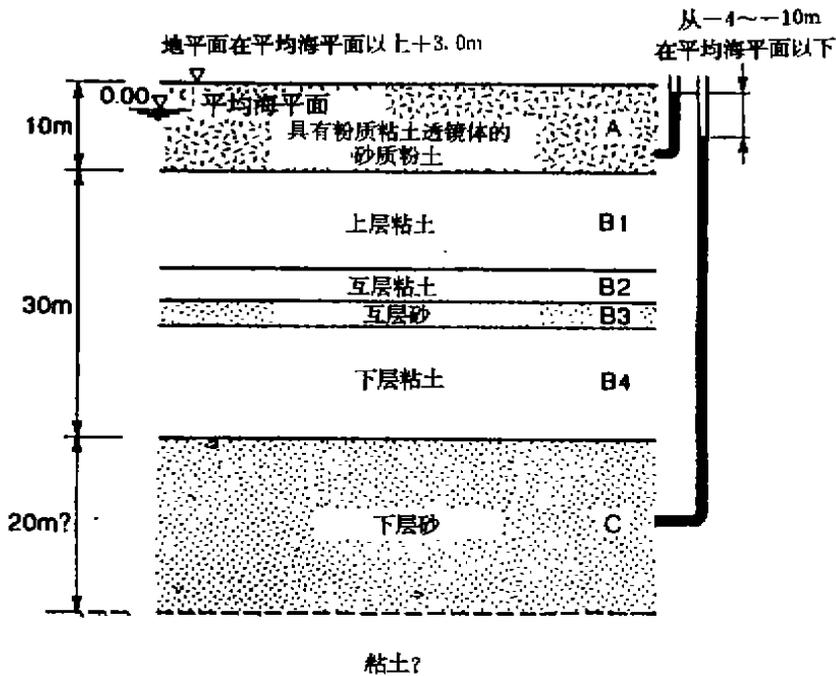


图12 广场下的土剖面和测压管水位

在层A土中存在有一地下水位，其高程在平均海平面上1.5至2m。

图13表示布置在半径200m范围内广场下一系列测压管。在①, ②和③三个高程测出水位的变化。测点①在层C砂中测出的水位在-2m, 即在地下水位以下4m。在1年内它在+2m幅度内波动。这一趋势是由于整个比萨平原深层抽水的结果, 最大在正月, 最小在八月, 这反映了抽水量在季节上的变化。由图13可见, 层C砂中的平均水位从1967年的-2m高程逐渐降至1973年的-6m高程, 1978年恢复到先前的水位。

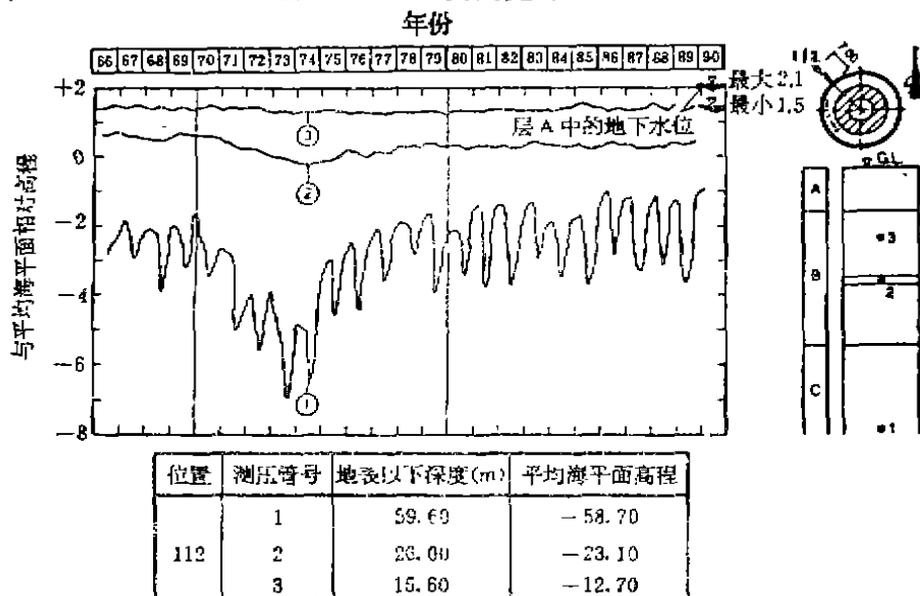


图13 1966年以来测压管水位的变化

测点③测出亚层B₁的水位几乎恒定在高程+1.7m, 测点②在亚层B₃砂层中的水位以很小的幅度随着层C水位变化而有所升降。

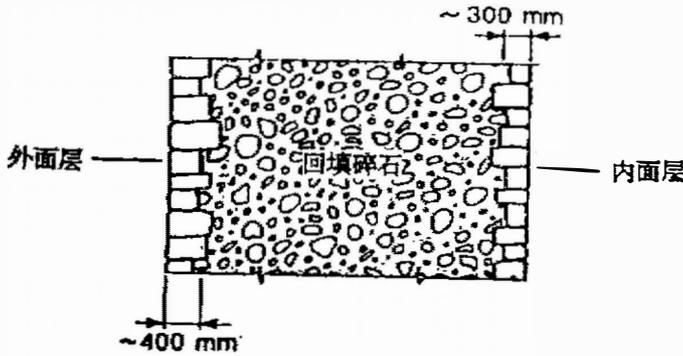
水位变化对塔变形的影响将在下文讨论。

塔的结构

参照图3, 塔有关的数字如下:

塔的总高度	= 58.36m
地面以上塔的高度	= 55m
基底平面至塔重心的距离	= 22.6m
环形基础的外径	= 19.58m
环形基础的内径	= 4.5m
环基面积	= 285m ²
总重量	= 144.5MN
平均基底压力	= 497kPa
1992年底偏心距	= 2.3m
1992年底塔的倾斜	= 5°28'09"

从塔身筒体剖面(图14)来看,可分为三部分:外面层、内面层和它们之间的填充料。其力学性质见表2。



外面层: 甚坚硬的圣基里诺大理石
 内面层: 三层以下为圣基里诺大理石, 以上为质软的有机质石灰岩
 中间填料: 碎石和块石用圣基里诺灰浆胶结, 存在不同大小的孔隙

图14 比萨塔筒体的典型截面

比萨塔材料性质 表2

	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	E (MPa)
圣基里诺大理石(外面层)	110~190	4~8	70000~90000
回填圬工	4~8	0.3~1.3	50000~75000

外面层厚度 = 200mm

内面层厚度 = 150mm

σ_c = 抗压强度

σ_t = 抗拉强度

E = 弹性模量

图15表示环基的一个断面。基础建造在夯实的毛石垫层之上, 该图还表示基础外面的台阶。该毛石垫层于1935年采用水泥灌浆加固, 以防止地下水的潜蚀。1983年曾利用跨孔法进行波速测定。结果表明垫层的质量是良好的。

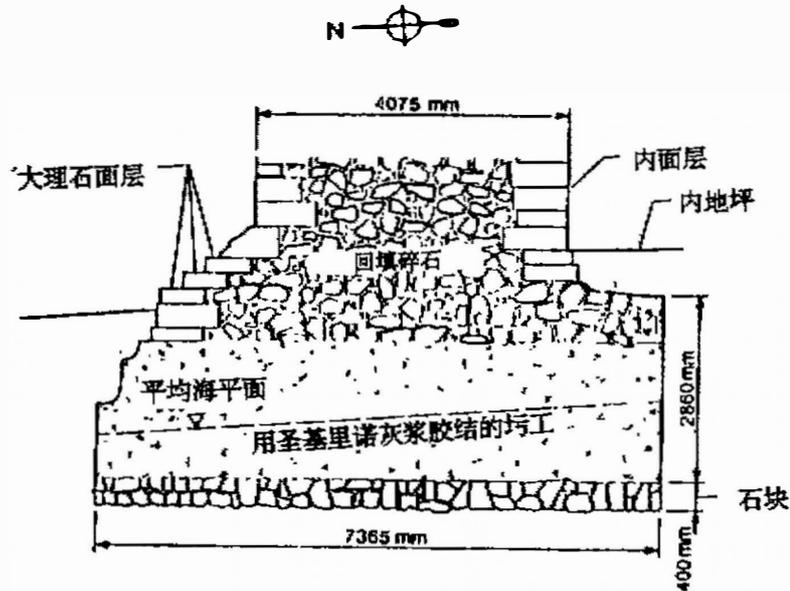


图15 环基断面

图16表示塔第一和第二层交界处及其附近南缘竖剖面上的应力分布。

图17表示南缘外面层大理石块间接触不完整、压力合力的倾斜, 以及由于应力集中而

产生外面层大理石块的竖向裂缝。

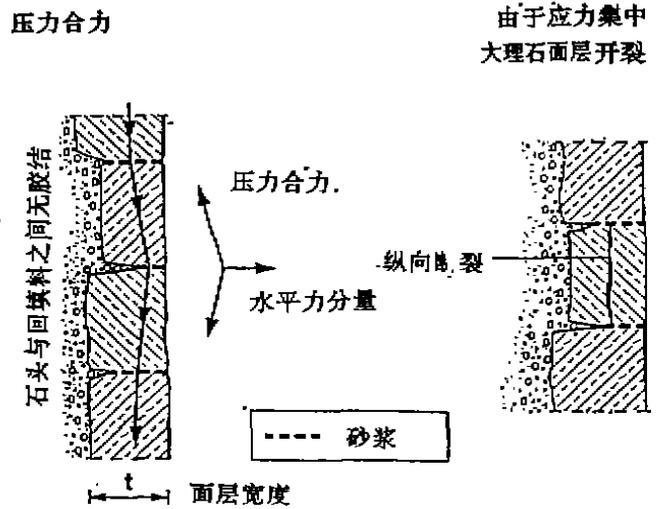
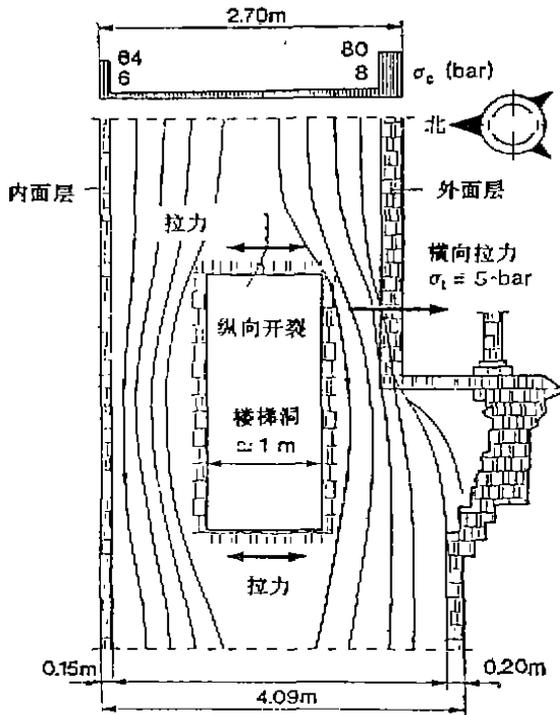


图16 第一层和第二层交界处筒体中应力分布 图17 南缘外面层大理石块接缝、受力情况及裂缝

根据塔上部结构受力情况的初步分析，可知塔体最危险的断面在底层（即第一层）和第二层交界面处，在该处第二层筒体的外直径突然缩小。在此处的南缘外面层大理石中经由扁千斤顶量测得出的压应力达7.6MPa。此外还存在一些不利情况：

- (1) 受力高的第二层外大理石面层直接落在第一层的填充料圪工之上，该部分是塔结构最薄弱的部分；
- (2) 这一临界断面又由于螺旋楼梯大孔洞的存在而被削弱；
- (3) 外大理石面层的裂缝、裂隙较多发生于塔体的南面。

根据以上分析，认为塔身的安全已处在危险状态。因此，第16届委员会决定自1989年起塔关闭，游客不得进入塔内(过去游客可从楼梯盘旋走到各层的走廊)，只能在周围的栏杆以外观看。

塔身的坍塌可能发生于受压过大的第一、二层交界面处和外面层的局部压曲。由于整个上部结构是脆性的，塔身的坍塌可能是在极短的时间内，来不及等待监控仪器发生警报。

1902年威尼斯圣马可广场的钟楼和1989年帕维亚(Pavia)大教堂的钟楼两处发生突然灾害性坍塌都属于类似破坏机理，两处的钟楼的结构都是用砖砌成面层，背后为充填料圪工。

以目前的科学水平来说，以上的看法基本上仍属于定性的，因此需要进一步做实验和计算，以求得更加定量分析的结果。这些工作现在进行中。

观测结果

前面已提及,从1911年开始对塔的倾斜进行大地测量,测量是在每年同一时期且气候条件类似下进行的。主要从广场上一固定点测量第七层和第一层南缘之间的水平距离。

1935年在塔内安装一个摆式测斜仪和在塔内基础之上一个气泡水准器。从那时候开始,摆式测斜仪几乎每天观测,而水准器则按不规则时间间隔观测。

所有这些仪器的量测结果揭示:塔在连续不规则地摇摆,这是由于风、日照、季节性温度变化等临时和循环性因素叠加的影响。单独一次的量测,如大地测量,将可能受这些因素产生较大且不规则的影响,因此只有长时期的量测数据才是可靠的。

装在塔底附近的气泡水准器比较不受塔结构一时变形的影响;其量测结果较能反映塔与地基相互作用的基本运动。

塔的倾斜还可根据位于塔底15个固定点的精密水准测量结果来计算。从1973年起即有这种测量数据,它们实际上不受临时性因素的影响。

从1911年起利用大地测量方法以及继后利用摆式测仪测出塔的倾斜。

图18是从1965年设置15个水准点以后精密水准测量结果。图19是把图18与从1911年起利用大地测量结果联接起来的。

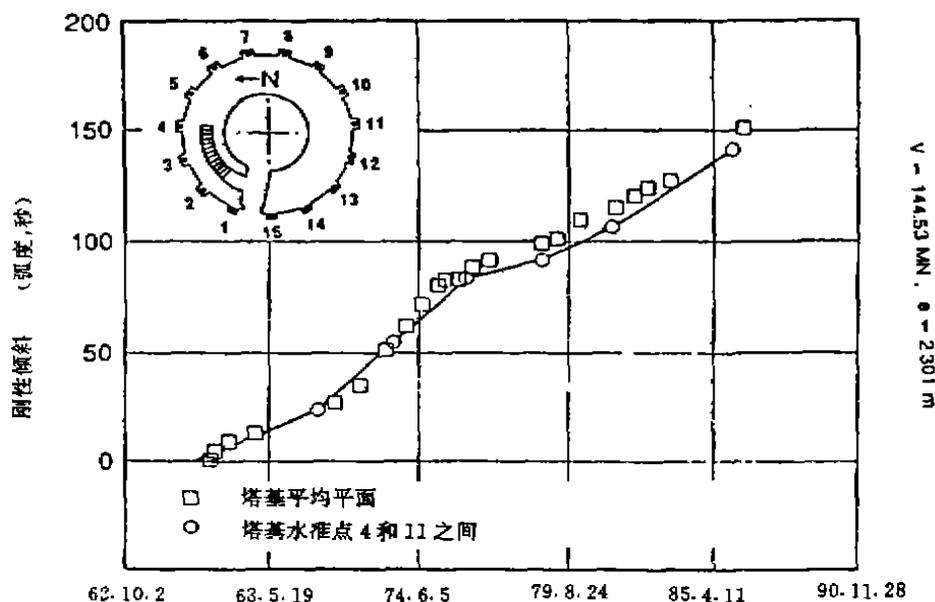


图18 比萨塔刚性倾斜随时间的发展—近期(1965—1990)

由图19可见,长期的趋势:倾斜几乎是等速稳步增长。但有两次突变:

(1) 1935年在塔底和周围土中灌注水泥浆,倾斜在南北向上突然加剧,但很快恢复到长期稳定的趋向;

(2) 第二次发生于1970~1974年之间。当第12届委员在进行勘探时,开始发觉塔整体倾斜的速率在增大,和该时期在砂层C中深层抽水有密切关联(图13)。发觉了这一事实

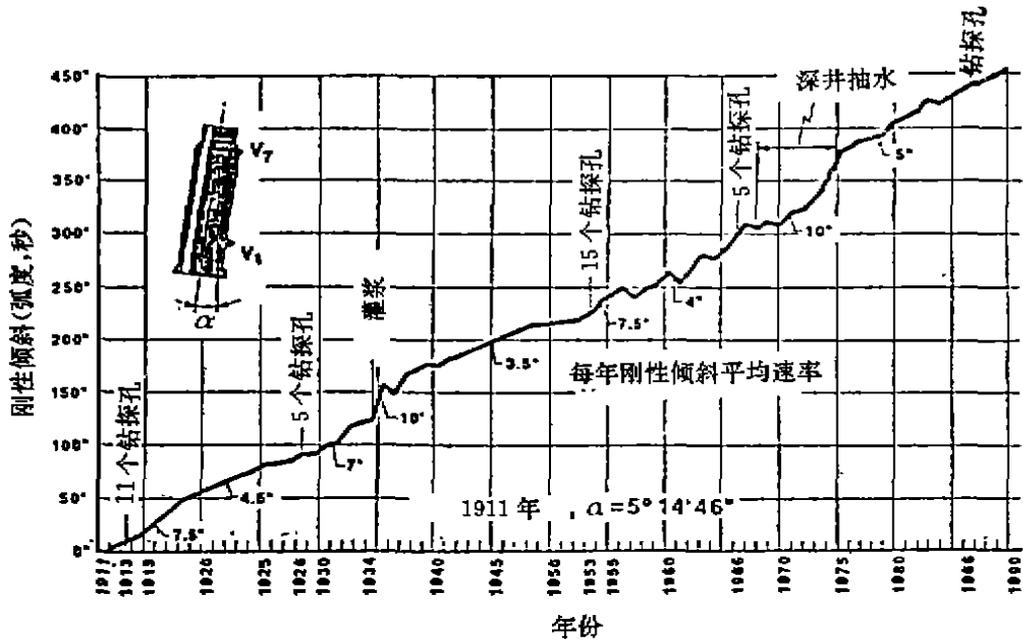


图19 比萨塔刚性倾斜随时间的发展—较长期(1911—1990)

后,即关闭了塔附近的一些深水井,在1975—1976间测压管水位获得部分恢复。在短时间之后,塔倾斜速率有明显减缓。

直至最近才发现整个比萨平原发生下陷,在数量上仅知道其近似值。可以认为麦雷科里广场随同附近范围下陷。可是因为缺乏深层基准点,而不可能知道绝对沉降量。

暂不管区域下陷,经常的测量揭示该广场由于某些局部现象的影响而产生沉降差。1965年底在广场和各纪念物布置了大地测量格网,但直至1973年才开始测量。

图20表示三个剖面上从1965年12月至1983年9月的沉降差。

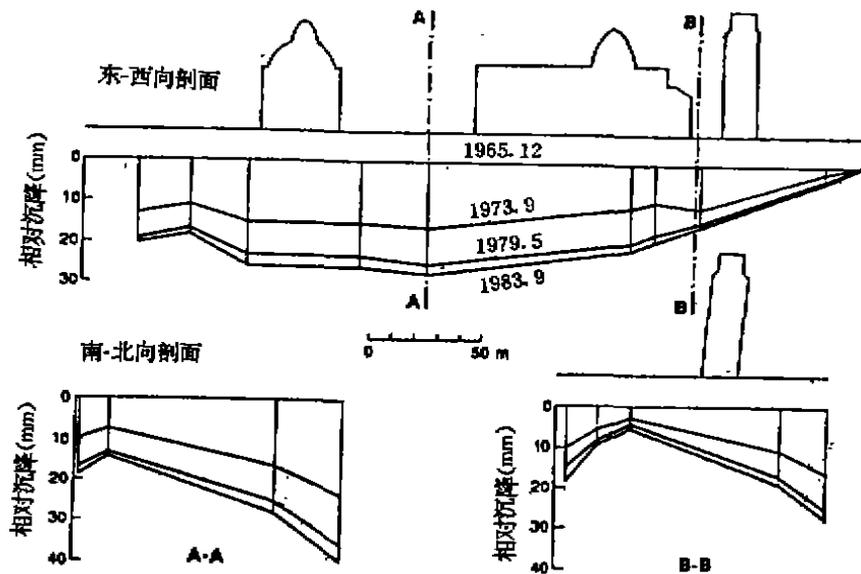


图20 广场的相对沉降

由于大地测量网格过大且网格交点离塔过远，而无法得出肯定的结论；然而看来广场的差异沉降增加了塔在南北向的倾斜，同时也稍增加东西向的倾向。这一现象正发生于剧烈抽水的时期。

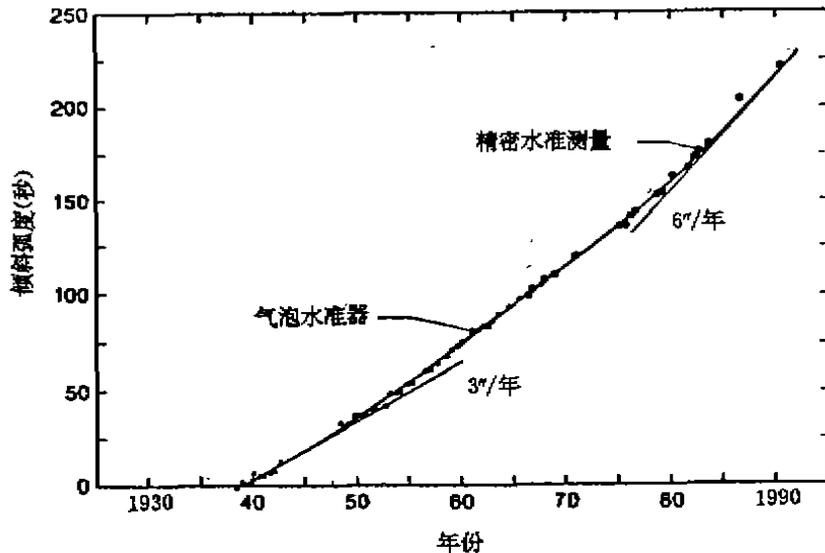


图21 塔基础的净倾斜

为了扣除了临时因素的影响后的塔倾斜的发展过程，较方便的办法是根据由气泡水准器或根据设置于塔基基准点的精密水准测量结果来计算。图21是根据1935年开始设置的气泡水准器量测的结果扣除突变效应之后塔的净倾斜。由图可见，塔的倾斜有一速率缓慢增长的显著趋势。这一趋势意味着塔在将来坍塌是显然的。

现阶段的工作

都灵理工大学对于比萨斜塔的沉降和稳定性分析进行了长期的研究。关于塔的倾覆力矩、倾斜以及沉降，图22和表3给出这些问题的

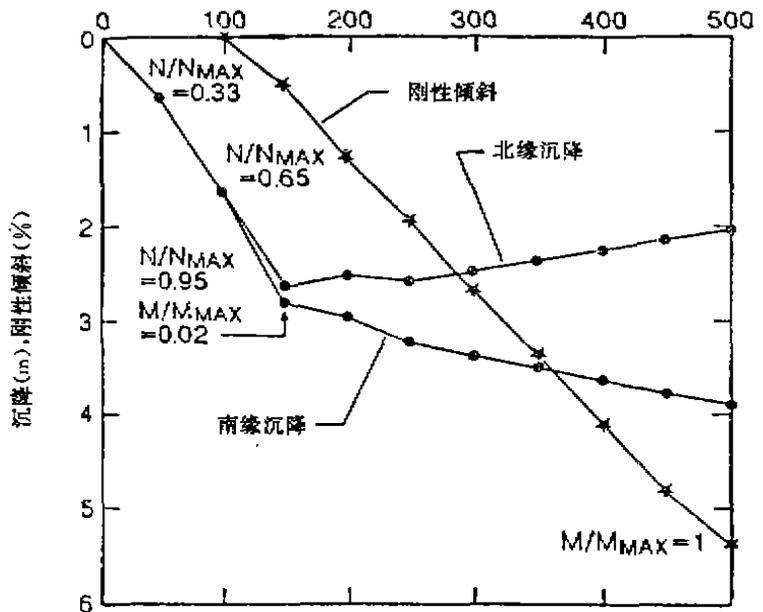


图22 利用弹塑性模型计算的结果 (Lanceuotta and Pepe, 1991) [2]

的综合成果。图22是该校 Lancellotta利用弹塑性模型计算并吸收Giunta (1988) 和Costanzo (1989) 所搜集的岩土工程数据而制成的 (图中N是竖向荷载，M是倾覆力矩)。该成果

与 Leonards (1979) 根据地基土层 A 和 B 交界面沉降下凹数据推算的结果相当接近。

表 3 列出的数据与 Taylor 和 Cresy (1829) 利用吊锤测量塔的倾斜的成果是一致的。

Lancellotta (1992) 算出比萨塔抗倾覆安全系数为 1.09。

本届委员会根据上述的观测和研究结果, 认为:

(1) 须进一步增设一些观测仪器, 以便能够更完整地监控塔和地基的性状。

(2) 塔坍塌的危险性随倾斜度的增加而增加。

(3) 很低的抗倾覆安全系数与塔倾斜以增大的速率逐渐增大两者是一致的。

(4) 为了以任何代价保存这一座具有艺术和历史价值的纪念物和整个麦雷科里广场, 并为了避免应付突如其来的临危抢救而在结构上和地基上及早采取一些恰当的加固措施是绝对必要的。

(5) 需要进行一系列诸如考古学、中世纪艺术史、建筑学、岩土工程和结构工程等多学科的研究。要完成这些研究工作至少需要二年的时间。

作为塔的永久性加固, 已考虑了一些可行的措施。表 4 列出加固措施的基本要求。已考虑过的一些措施列于表 5。

表4 加固措施的基本要求

1. 不能危害塔的安全;
2. 保持塔的完整性;
3. 能够停止或减小塔的倾斜;
4. 逐步施工, 边观测边施工, 可逆的;
5. 基在共识的概念;
6. 易于设计, 施工简便;
7. 成熟且经考验的施工方法;
8. 时间上需要最少的维持 (min. maintenance 或可译为“最少的”“辩护”, 如何正确理解有待询问原作者)。

表5 可能的加固方案

1. 加固比萨塔软的或甚软的方案;
2. 直接的: 对塔体施加外力使之停止或减少倾斜(例如: 施加一个使之稳定的力矩);
3. 间接主动的: 改变地基土中的应力或物理状态, 以停止或减少塔的倾斜(例如: 在塔的北边加超载或电渗, 或在塔的北缘下地基中掏土);
4. 间接被动的: 改变环境和边界条件以达到减小倾斜的速率(例如: 地下水的控制或采取树根桩以加固塔南缘下地基)。

塔的重量、倾覆力矩和倾斜在时间上的变化 表3

年份	重量 (MN)	力矩 (MNm)	倾斜
1178	94.80	-	-
1272-1278	137.28	55.1	0° 06' 11"
1285	137.28	598.80	1° 06' 44"
1360-1370	144.53	977.00	1° 36' 39"
1550	144.53	284.72	4° 41' 07"
1758	144.53	293.54	4° 49' 50"
1817	144.53	310.16	5° 06' 11"
1911	144.53	318.98	5° 14' 46"
1990	144.53	332.56	5° 28' 09"

现已采取和即将采取的加固方案

1. 用钢索围箍第一层筒体的顶部和第二层围廊后的筒体(图23)。对这些最薄弱部位施加临时性轻度预应力围箍,以防止塔发生突然脆性破坏。这项结构上加固措施在笔者访问时已完成。

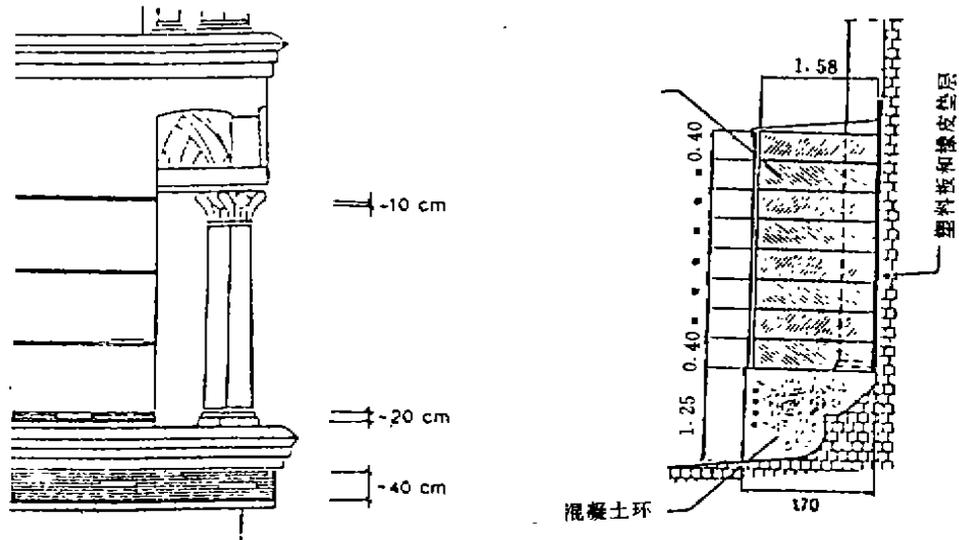


图23 对最薄弱部位的筒体施加临时性轻度预应力围箍

2. 为了改善抗倾覆的安全度,在塔基的北缘加6MN铅反重(图24)。这一临时性且是可逆的处理将在最近开始逐渐实现。同时加强观测,严密监控塔的移动和地基土中孔隙水压力可能的变化。

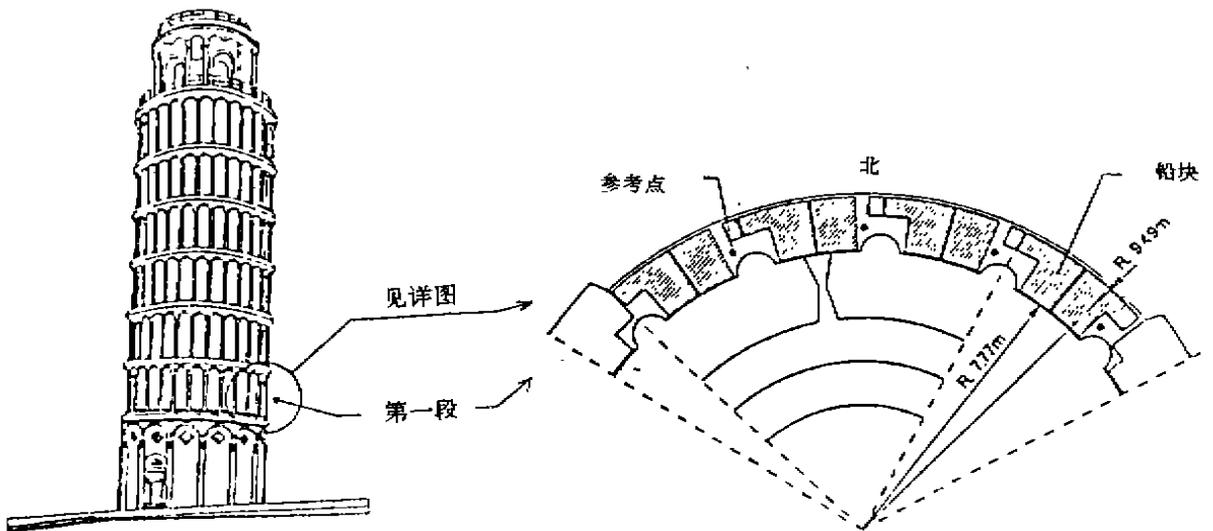


图24 在塔基的北缘加反重

在严密监控下逐渐施加反重,这样做,希望能减少塔的倾斜几个秒,恢复到30至50年前的状态。此外,施加铅反重实际上就是一次全型试验,观察塔对小量稳定力矩的响应。

3. 为了减轻麦雷科里广场下陷对目前塔的倾斜速率的影响, 决定关闭塔在一公里范围内的一些抽水井。这一决定虽然会引起城市的一些社会问题, 但最近已获得比萨市市长的批准, 在不久的将来还要进一步加强。

4. 上述措施将会对塔的安全度略有改善, 在此之后, 委员会将着手研究各种可能使塔的倾斜停止或减少一度以下方法的可行性。

委员会已考虑过, 在各种可能方法中之一, 能够使塔北缘基础与地基交界面的沉降在有控制的条件下进行。如果该方法可行的话, 可达到在不碰塔的条件下停止塔倾斜进一步发展, 使塔的倾斜减少在30'至60'的程度, 这样肯定将会改变塔在临界断面上的应力状态。

欲达到此目的, 考虑了以下两种措施:

(1) 采用妥善设计的电渗固结处理方法, 在塔基础北缘地基土层 B_1 (上粘土层)中布置电渗排水, 如同图24布置呈扇形。在笔者访问时, 看到先在塔附近划出一小块地方, 做电渗试验, 正在打入作为阳极的铜棒。

(2) 在塔基的北边地基中掏土。他们吸收墨西哥城用以处理一些1985年由于地震引起建筑物的不均匀沉降的成功经验。在不久的将来还将用以处理建于十六世纪的墨西哥城首都大教堂极大的不均匀沉降。其实我国在这方面取得了大量的宝贵经验, 只是发表具有详细观测试验数据且有较深入分析、有说服力的论文尚不多, 更少对外宣传介绍。

5. 委员会现已在进行现场试验和数学模型计算以论证上述方法的可行性。与此同时还在研究采用如图25所示的地锚方案, 对塔附加一反倾覆力矩。共有10个地锚, 工作荷载为1MN, 地锚的上端联接于预应力钢筋混凝土环(图25)。

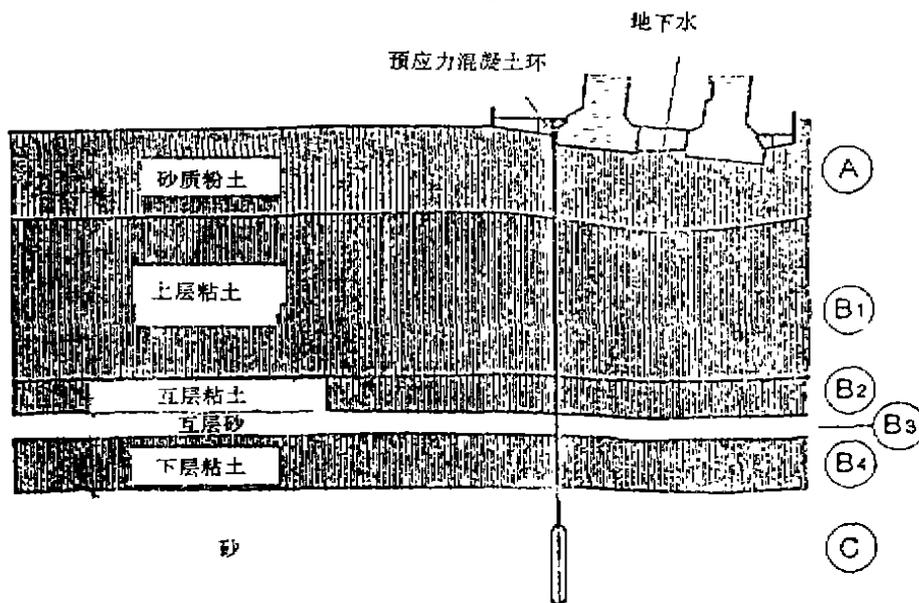


图25 地锚方案

6. 在实施电渗和掏土的过程中可能在施加铅反重之外还需要在塔基的北缘附加一定的荷载, 以便使基础与下陷的地基土保持很好的接触。

如果上述两种在严密监控沉降下的加固措施未能证明其可行性, 在施加铅反重获得明

显效果之后,地锚将成为另一项永久性加固塔基的措施。

几点体会

1. 对古迹的保护

意大利政府和人民对古建筑物和其他古迹的保护、维修一向极其重视。对于比萨斜塔这一国际上闻名具有重大历史和艺术价值的建筑物更为重视。自1292年成立第一届委员会以来迄今已17届。多届委员会的成员是由意政府总理任命的,足见政府对该塔的重视。委员会负责调查研究,搜集有关资料,勘探试验,对塔倾斜的原因以及加固方案等的研究做大量细致工作。塔为维护加固不仅仅是一个工程问题,同时还关系于艺术、宗教、历史等各方面。所以委员会包含多学科专家,加固方案不但先在委员会内反复研究讨论,还要公开向公众征求意见,在措施的基本要求中有一条强调它是可逆的。现已决定采用多种方法综合加固方案。此外还在进行室内物理模型和数学模型相结合的试验。有的方案先在塔的附近进行现场试验,俟取得可靠数据和效果后才用于实际的塔。进行某一种方案施工时,还要求同时进行现场的观测,既作为监控,又可反算有关参数。

2. 多种方法综合加固方案

上面提到,比萨塔将采取多种方法综合加固方案,这样做既符合该塔适宜采用软处理的方针,也是比较合理、稳妥可靠的。

这次还访问Rodio公司,接待的工程师介绍该公司的情况时曾强调一点,他们拥有多种处理方法的能力,且有较长的历史。便于针对工程的具体情况,选择一种或多种综合处理方案。例如我们曾到现场参观米兰的一段新建的地铁隧道,有一分段采用地下连续墙,另外两分段采用水泥灌浆,但在灌浆的方式上又有不同。这样做在技术上和经济上都可达到比较合理的要求。

Rodio公司在灌浆工作中采用电脑控制,质量较有保证,亦便于操作和管理,又可节省人力和材料的浪费。

3. 室内外试验

此外我们曾访问几家岩土试验公司,如ISMES、TRAVI、ENEL和SGI等公司的实验室。以ISMES(模型试验研究所)来说,它成立于1951年,是以意大利国家电力局(ENEL)为主的股份公司。业务范围广泛。过去主要从事坝、桥梁等大型结构的物理模型试验,驰名于世。现在的业务包括地球物理、岩土、岩石力学,数学模型、静力试验、动力试验、观测仪器等部门。现已大部分迁至新址。业务发达,设备齐全、先进,是国际水平的试验公司。比12年前我访问时有很大发展。上述比萨塔的物理模型和数学模型相结合的试验就是由该公司承担的。

前属于ENEL的岩土试验公司(现已独立,组织上不属于ENEL,但仍挂名)。他们从事的原位试验仪器(如触探、旁压仪、扁旁压仪等)的标定试验深入细致,有突出的贡献。又如对许多厂家(参观时也看到有一中国厂家)生产的排水塑料板倒滤效应试验(作为一种质量的检验)也很有特色。

SGI规模不大,但业务很发达。主要接受生产性的岩土试验,但在亚教授亲自领导下

也从事一些研究性试验,这样才可提高公司的学术和业务水平。

试验操作采用电脑控制已是相当普遍。

笔者对上述几点的印象很深刻,很值得国内学习借鉴。

参 考 文 献

- [1] Associazione Geotecnica Italiana (意大利岩土工程协会), The Leaning Tower of Pisa, Present Situation (比萨斜塔的现状), X ECSMFE, Florence 1991 (执笔有 M. Jamiolkowski 等人)。
- [2] Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Pepe, C., Leaning Tower of Pisa-Updated information (比萨斜塔的最新情况), 3rd Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engrg, St. Louis, 1993.

1993年深层搅拌法设计、施工经验交流会征文通知

(第一号通知)

深层搅拌法(包括浆液喷射深层搅拌法和粉体喷射深层搅拌法)近年来在我国软粘性地基加固中得到广泛应用,为了总结、交流我国在深层搅拌法应用和理论研究方面的新鲜经验,促进深层搅拌法应用水平进一步提高,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定于1993年4季度会同部分单位在华东地区共同组织召开一次全国性深层搅拌法设计、施工经验交流会。会议论文集将由铁道出版社正式出版。现将征文有关事项通知如下:

征文内容:

1. 深层搅拌法施工工艺,包括浆液喷射、粉体喷射,也包括单搅拌轴、双搅拌轴以及多搅拌轴施工工艺;
2. 深层搅拌法加固地基原理,水泥土性状,复合地基理论;
3. 深层搅拌桩设计、施工;
4. 深层搅拌水泥土支挡构筑物设计、施工;
5. 深层搅拌法质量检验,现场测试技术;
6. 深层搅拌机械性能介绍;
7. 其他有关深层搅拌法的论文。

征文要求:将应征论文或详细提要于7月1日以前寄至310027浙江大学土木系岩土工程研究所蒋镇华,经审查录用后,将要求于9月1日以前按规定格式打印好,再寄往浙江大学。

谢谢你们的支持。

会议筹备单位:(排列不分前后)

中国土木工程学会土力学及基础工程学会 地基处理学术委员会 冶金工业部建筑研究院地基及地下工程研究所 福建省建筑科学研究所 天津市勘察院 交通部第三航务工程局科学研究所 天津港湾工程研究所 浙江省综合勘察研究院 瑞安市昌盛建筑工程机械厂 浙江省有色地质综合勘察公司 浙江省临海市第一建筑工程公司 中科院广化所化学灌浆公司 浙江大学岩土工程研究所等

1993年2月16日

锯槽连续成墙法建造防渗墙的研究与应用

李绍基 孙志峰 陈用宾 孟志庄 张宝君

(能源部 水利部 东北勘测设计院勘测公司)

(东北岩土工程公司)

用锯槽连续成墙法建造地下连续防渗墙的设计是东北岩土工程公司于90年初针对黑龙江省蛤蟆通水库砂砾石坝基防渗工程的需要提出来的,90年上半年研制出样机,90年8月在齐齐哈尔嫩江防护堤闸基上进行现场试验。

91年5月试用于蛤蟆通坝基防渗工程,9月份才开始正常施工,9—10月用两台锯槽机建成防渗墙约9000m²,92年5月中到7月初继续完成防渗墙约11000m²,在汛前全部完成该工程约20000m²防渗墙的施工任务,一般墙深45—47m,设计墙厚0.2m,最高成槽速度达400m²/台。日平均成墙速度为100m²/台,实际成本约150元/m²,通过浅部开挖,证明墙体连续可靠,厚度均一,全面的质量检查和监测正在进行中。

用将近两年半的时间完成了从提出课题、研制、试验,并完成20000m²实际防渗墙工程,其速度是较快的,也证明了这种新工艺有较强的生命力。

锯槽的基本方法及原理

锯槽连续成墙法分锯槽和成墙两部分。第一步是锯槽,锯槽的主要过程是建槽口、铺铁轨、钻下锯管的导孔、下锯管、连续锯进。锯进中自动排除岩渣并根据需要向槽内补充泥浆。

锯槽的破岩和成槽原理见图1-1,锯管在槽内作近乎垂直的上下往复运动,锯板上的锯齿紧贴槽端刻取岩石,压在槽端上的正压力来自锯管倾斜产生的水平分力或是辅助系统提供的水平力,这种正压力不大,要使岩屑尽量从工作面脱落,以减少重复破碎,提高刻取效率。在砂砾层中每小时破岩体积可达4-5m³。

锯管上下运动的频率决定工作平稳性和锯进效率,锯管的摆动近似地按正弦波的规律进行,摆动加速度 $i = A\omega^2$

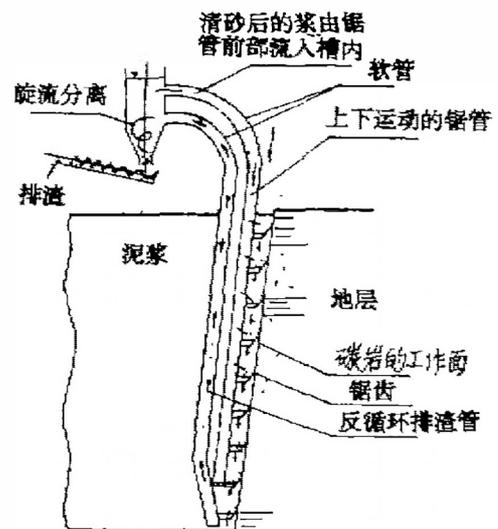


图1-1 破岩成槽原理图

专利号 92205400.2

A ——摆幅, 根据锯机的长度, 选用60cm、70cm,

ω ——振动角速度, $\omega = 2\pi n/60$,

n ——为拐臂转速(转/分)

锯管在工作中, 由于地层不均一还可能产生瞬间跳动, 这种跳动可以与总体的摆动产生不利组合, 引起锯机的强烈冲击, 所以锯机上下锯动频率选在25-30次/分。

锯动功率与锯槽深度、宽度、地层特性、循环液粘度和平衡器的合理性等有关。根据对比当深度在50m以内, 宽度0.3m以内, 功效以30-37kW为宜。

锯机的摆动体系主要由锯管、摆梁、平衡块等组成, 摆动体系的质量大, 锯机承受的冲击力也大。锯管质量大小又与产生锯进的水平分力成正比, 不能过小, 目前设备是控制摆动体系的总质量在6t以内, 若摆动质量过大则应在摆动频率和平衡方式上进行调整, 确保锯机运转的平稳性。

锯机的出渣功能直接关系到锯槽的效率和工作条件。本锯机系采用气举反循环出渣, 它具有故障少, 效率高、操作方便等优点, 但消耗功率较大。在槽浅、地层合适的条件下也可用泵吸反循环出渣。

反循环排渣的通病是排出颗粒的大小受排渣管内径的限制。锯管排渣也存在这一问题, 所以一般情况下, 锯槽工艺不宜用在含有大量粒径大于100mm的颗粒的地层, 在特殊情况下, 使用内径较大的排渣管加上其它措施, 也可用于含少量粒径为100-200mm颗粒的地层。

锯机采用旋流除砂器进行浆渣分离, 分离出的渣从旋流器的底部连续排出, 当泥浆粘度适当时, 0.5mm以上的颗粒可以同时分离出, 并有专门装置以减少排渣时泥浆的损耗, 清渣后的泥浆又从锯管前部流出, 起到冲刷工作面和加速槽内浆液循环的作用, 充分地利用了循环浆液的能量。锯管结构及渣浆分离循环的原理参见图1-1。

锯机工作时, 要求锯管保持最优倾斜角度, 在槽深大于20m时为 83° - 87° , 当槽深小于20m时通过辅助机构可以使锯管角度保持 87° - 90° , 在保角的条件下锯机自动前进, 前进速度可自动调整, 一般为0.1-2m/h, 锯机设计速度为0-30m/h, 无级调速, 操作方便。

锯机工作时, 锯管与锯机摆梁之间为双向铰接, 即锯管可前后左右摆动, 使之处于自由悬挂状态。锯齿刻取岩石主要是向上运动时完成, 由于锯管总在重力下垂和拉伸的状态下工作, 槽的垂直度良好, 由于锯管稍有倾斜, 锯管的长度很大, 又有一定的刚度, 所以这种工艺只宜施工直线状的长槽, 或通过导向孔施工折线状的弯槽, 参见图3-1。

锯槽施工法只适用于刻取松散地层, 最好是N值中小于30的地层, 若防渗墙要求全封闭, 墙底插入不透水的基岩0.5-1m, 这就需要几种工艺联合作业来完成, 一般是用锯槽法锯至基岩顶板附近, 再用冲击成槽法, 将槽加深至设计深度。当透水层下部有松散的粘性土层可作为隔水层时, 仅用锯槽法就可建造理想的全封闭防渗墙, 参见图1-2。锯槽法宜施工槽底深度起伏差小的工程, 若槽底深度变化较大, 施工宜自较深的地方向较浅的地方锯进。在锯槽前应沿施工线布置足够的勘探孔, 定出准确合理的槽深, 锯槽严格按设计深度进行。

锯槽的宽度为0.1-0.4m。锯管的形状如图1-3。

锯管的结构与锯木头的拉锯相似, 在槽内的运动部分结构简单, 地下没有相对运动件, 锯

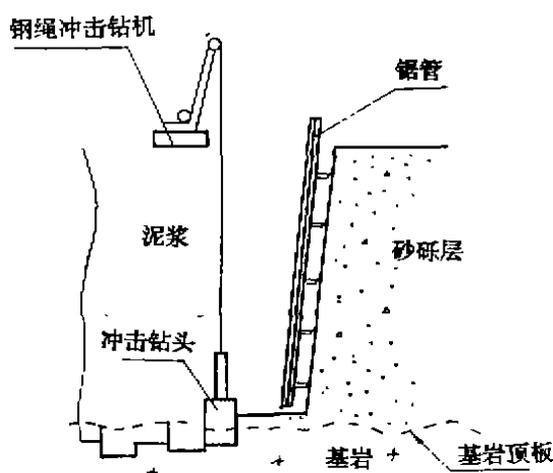


图1-2 用冲击钻加深槽底

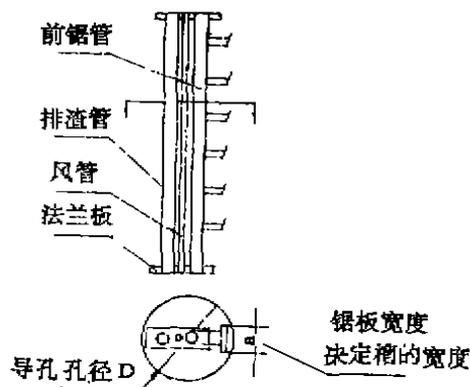


图1-3 锯管图

槽的宽度决定于破岩锯板分宽度(a)若地层颗粒较小,允许用较小的管径排渣,槽的深度较浅,对锯管的刚度要求不高,工程对槽宽没有过厚的要求,锯板的宽度可为0.1m甚至更窄一些,可锯出宽0.1m甚至更窄的槽,这对某些中小型采用铺膜防渗水利工程,它可以明显地减少工程量,加快进度,降低成本。在一般情况下锯槽宽度0.2m左右较方便。这样的锯管不过于笨重又有足够的刚度,可以排出地层中的直径100mm左右的岩渣。在特殊情况下锯管内径可加大到200-300mm,锯槽宽度可达0.3-0.4m,排渣的粒径可达150-200mm,为控制摆动体系质量,锯槽的深度不宜过大。

控制锯槽施工的深度的主要因素有锯管的刚度,摆动体系的质量,锯管倾斜作业时槽底滞后于槽口的距离等,它的最适宜深度是15-30m,在20m以内借助辅助的推力装置可以取得最快的锯进效率,我单位现有的DY-40型锯槽机可适用于施工槽宽0.1-0.3m槽深50m以内的工程,已施工的最大深度为47m,宽度为0.15-0.22m。DY-40锯槽机的主要技术指标如下:

锯槽深度: 5-50m,

锯槽宽度: 0.1-0.3m,

锯槽效率: 3-15m²/h,

锯管上下行程: 0.6m,

锯动频率: 0.5Hz (30次/分)

提升力: 50kN

适用锯管规格: 108, 133, 159, 三种

摆动体系最大质量: 6t

全套总功率(包括供风,制浆等)120kW

行走轨距: 2m

主机尺寸:(长×宽×高)5200×3000×7000

整机质量: 6t(不包括锯管质量)

DY-40型锯槽的工作状态见图1-4

为了改进锯槽工艺,扩大锯槽机的适应范围,现在正在研制DY-60型锯槽机,该机的主要设计指标如下:

- 锯槽深度: 10-60m;
- 锯槽宽度: 0.1-0.4m;
- 锯槽效率: 5-15m²/h;
- 锯动频率: 0.42Hz;
- 往复行程: 0.7m;
- 摆动体系最大质量: 10t
- 提升力: 150kN
- 行走轨距: 4m
- 适用锯管: 108-245;
- 摆动电机功率: 37kW
- 主机质量: 10t;

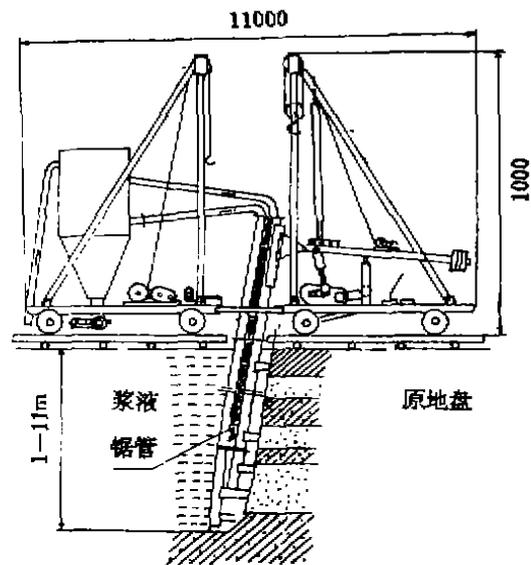


图1-4 锯槽机工作状态示意图

成墙材料及工艺

近年来国内外都重视防渗机理及材料的研究,地下连续墙的墙体已由早期单一的混凝土墙发展成泥浆混凝土墙、塑性混凝土墙、粘土混凝土墙、自凝灰浆固化墙、土工膜墙等,成墙的方式有置换、自凝、原位固化、铺膜、隔离连续置换等。

锯槽机锯成的槽具有槽的宽度较窄、反循环出渣,槽底沉渣较少、施工速度快、振动较小,可以形成延伸较长的稳定槽段,根据上述特点我们研究和试用过多种成墙材料和成墙工艺。

自凝灰浆是近年来用得较多的柔性防渗材料,它主要由膨润土(或粘土)、水泥、缓凝剂和水组成,据资料介绍,国外常见的配比如表2-1

自凝灰浆配比实例

表2-1

使用单位	水 kg	水泥 kg	膨润土 kg	缓凝剂		掺合料kg砂 粉煤灰石粉
				木质素 kg	糖密 kg	
法国软工防渗公司	1000	100-300	30-50	水泥的2%		30~150
西德某公司	1000	200-300	40-60	水泥的2%		
新加坡某公司	841	252	32	1.3		
美国某公司	1000	165	40	3.5		
大亚湾	950	100	45	1.2MBL		

加入缓凝剂后,灰浆的初凝时间可推迟到48小时,固结体的渗透系数一般为 10^{-8} - 10^{-7} cm/s加入石粉或粉煤灰后K值可降至 10^{-8} - 10^{-9} cm/s,28天的抗压强度不低于0.2-0.35MP_a,

90天的抗压强度可增至0.6-0.7MP_a。

室内试验发现的规律有：

1. 水泥加入粘土浆中的初期，有明显的假凝现象，假凝块形似豆腐脑，需经充分搅拌后方可制成均一的灰浆。

2. 利用缓凝剂的缓凝作用最长可以使灰浆的初凝时间延长到72小时，再延长灰浆失效。（图2-1）

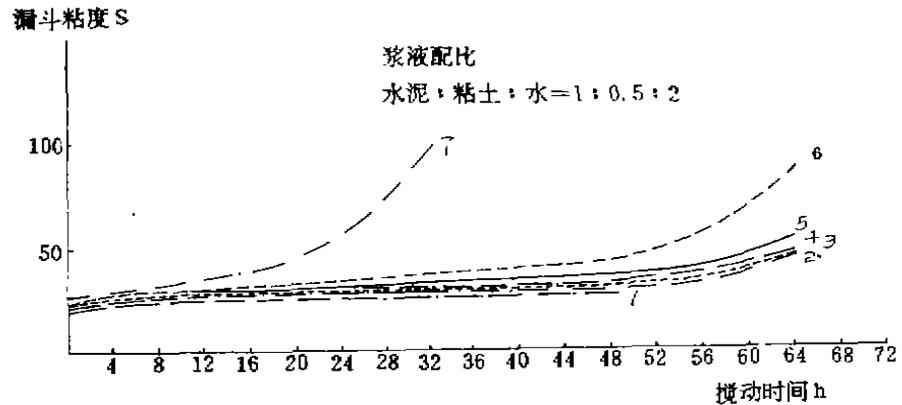


图2-1 缓凝时间曲线图

图号	缓凝剂(木钙) %(以水泥质量计)
1	2.00
2	1.75
3	1.50
4	1.25
5	1.00
6	0.75
7	0.50

3. 灰浆的初凝时间不仅与水泥含量和缓凝剂的添加量有关，且粘土含量的影响极大。

4. 法国总结出自凝灰浆的单轴抗压强度与浆的灰水比有下列关系，

即： $R_c = 100(c/w)^2 (\text{kg/m}^2)$

式中 R_c 为28天抗压强度；

c/w 为灰水比。实际试验数据 R_c 低于式中给出的经验值。

自凝灰浆的浆液既是开槽中的工作介质，硬化后又是墙体材料，大大简化了施工工序，使成墙效率大幅度提高。91年在坝上施工的初期曾试用过这种材料，由于防渗墙深度过大，日成槽仅2延米左右，难以在48小时内给浆液创造出自凝环境，不得不中途停用，但在条件具备的工程，用自凝灰浆配成槽速度较高的锯槽机施工，仍是一种较理想的方法。

粘土水泥砂浆置换固化成墙，是这两年施工中的一种主要方法，浆液的主要性能如表

2-4, 表中数值为15组样的平均值。

水泥粘土砂浆结石试验表

表2-4

干密度 g/cm ³	渗透系数cm/s		试验 比降	单轴抗压强度Mpa		变形模量Mpa	
	K28d	K90d		R28d	R90d	E28d	E90d
1.05	1.9×10^{-8}	7.4×10^{-7}	500	0.41	1.0	24	80

固结前的浆液配比为水泥:粘土:砂:水:木钙=1:0.5:2:2:0.01,浆液比重为1.63,试样在水下常温养护,令期六个月强度趋于稳定,但K值仍在下降。

制浆水泥主要为#425普通硅酸盐水泥,也用过少量的#425矿渣水泥,从资料介绍,配制这类浆液,矿渣水泥优于普通硅酸盐水泥,它与泥浆的相容性较好,结石后期强度较好,但在反应中发现用矿渣水泥配的浆液稳定性差,极易分离和泌水,后期强度也未较普通硅酸盐水泥有明显的提高,对此值得进一步研究。

制浆用砂为风成细砂,其级配组成见表2-5

表2-5

粒径mm	>0.6	0.6—0.3	0.3—0.15	<0.15	细度模数
含量%	2—8	20	26—39	39—40	1.85—1.9

经试验证明,泵送砂浆的砂以风化细砂最优,粒径大于0.5mm的颗粒,浆中不易稳定。

外加剂采用质量较好的木素磺酸钙干粉,有效成份50-60%。

置换的方法是先对已锯成的槽段清底换浆,要求槽底浆液比重小于1.3,槽底无沉渣,再下入2吋导浆管,导浆管的底口离槽底距离小于0.5m,导浆管的间距约4m,用泥浆泵把浆液送至槽底,使槽内原有泥浆自槽口排出,在送浆中要求浆管底口始终在浆面以下大于2m,浆液自槽底向上置换的速度需大于2m/h,一直置换到槽口返出的浆与注入的浆相同方可停止置换。

置换成墙锯槽须分段进行,单个槽段的长度,视施工速度和槽壁稳定状况,自15-40m不等。锯槽的槽宽较窄,为了提高连接的可靠性和满足施工,要求各槽段都在直径0.8m的导孔中相接,参见图3-1从浅部开挖观察,各槽段连接处接触良好。

随着高分子技术的发展,用土工膜进行防渗的实例已经大量出现,在土石坝水库,渠道等工程得到普遍应用,大有取代粘土、混凝土、沥青混凝土的趋势,在地下沟槽中埋入土工膜进行防渗的研究也进展较快,在深4-5m的沟槽中的铺膜防渗已有不少成功的实例,用土工膜防渗承受的水头最高的已达50%,土工膜的使用寿命已达到使人满意的水平,有实际使用30年仍然完好的实例,有的专家估计,埋在坝内的土工膜按伸长率计算可达60年,按强度估算可达120年,在苏联已有使用聚乙烯土工膜作防渗材料的国家标准,规定具有下列指标的稳定的聚乙烯薄膜可用于永久的和临时的土石坝防渗层。

1. 密度不低于 0.929kg/m^3
2. 破坏拉应力不低于 10MPa
3. 断裂伸长率不低于 300%
4. 弹性膜量不低于 70MPa
5. 抗冻性(脆性温度) -60°C 以下。

我国在水利工程应用土工膜时间也较长,土工膜生产和施工技术也具有较高的水平,如水电科研院研制开发的DM-3F高密度聚乙烯土工膜的物理力学性能就超出了苏联国标中所提的指标,并正在继续研究,以便在膜的强度、伸长率、幅度、焊接设备等方面达到世界先进水平。

锯槽的槽宽窄,效率高,若以铺膜防渗为主,再配以合适的填料和辅助性的防渗措施,将使地下防渗技术跨上一个新台阶。目前的允许渗透比降、幕后渗漏量等概念,随着新材料的应用将有新的突破。

锯槽成墙的施工

锯槽成墙的施工与通常地下连续墙的施工要求有很多相同或相似之处,就其主要过程和要求分述如下:

1. 建造施工平台,锯槽是在两条行走轨道的中间施工,轨道的宽度有 2m 和 4m 两种(槽浅、窄和地层稳定条件好者可选用 2m 宽的轨距)轨道的一侧须留通车排渣的宽度所以一般要求平台宽度大于 12m ,锯槽线与平台边线的距离大于 3m ,在有辅助通道的条件下,也可在宽 5m 左右的平台上施工,但施工不方便对效率有所影响,平台上部 2m 的土层应该压实,平台高度应高出地下水面和施工期的地表水面 2m 以下。

2. 建槽口和铺轨

槽口质量往往决定施工的成败,锯槽施工设备较轻、振动较小、施工快,在平台部较密实的条件下,可建较简单木板或钢板槽口,槽口深度 $0.5\text{--}1.5\text{m}$,在个别情况下也可以用简单的挖沟作槽口。

铺轨的轨距要准,在横向上轨面高差应小于 1cm ,在纵向上允许有 3% 以内的坡度。

3. 泥浆制备

在锯槽施工中,泥浆起到护壁排渣循环作用,部分向槽两侧地层渗透的泥浆,还起到辅助防渗作用,对造浆土的基本要求如表3-1

造浆土的主要技术指标

表3-1

< 0.005 颗粒含量%	造浆能力 m^3/t	塑性指数	pH 值
>40	>3	>20	>7

当土的指标较差时,可以加入适量的商品膨润土,对泥浆的主要技术要求如表3-2

泥浆技术指标表

表3-2

比 重	粘 度 S	胶 体 率 %	失水量 mL/30min	稳 定 性
1.10—1.30	18—25	>96%	<30	<0.01

泥浆的主要指标是比重，粘度和稳定性，泥浆的粘度以20S左右为宜，粘度过大，影响锯槽效率，降低旋流排砂效果，泥浆的稳定性应满足要求，否则槽底淤积沉渣过多不易处理，泥浆比重主要取决于槽壁稳定的需要，在可能的条件下，比重应取小值，泥浆的含量可以在较大范围内变动，但一定要防止浮砂的过快下沉。

施工中应特别注意水泥对泥浆的污染，少量水泥中的钙离子浸入泥浆即可引起粘度急剧增大，稳定性下降，泌水严重，受污染的泥浆，用一般处理剂都难以奏效。

在正常情况下，泥浆消耗量为成槽体积的2-3倍，在K值特大的地层中，消耗略大一些，泥浆应有足够的储备量，以便槽出现异常情况可以及时补浆。

4. 导孔施工。导孔的作用是在锯槽前将锯管下至预定刻度，另外导孔也常是槽段改变方向和墙段连接的过渡点，见图3-1，其间距视地层、槽深、成墙方式等而定，可在10-100m间取值，导孔的深度应超过设计槽底1m左右，导孔的孔径宜大于锯管横断面对角线长度10cm参见图1-3。

5. 锯槽。将锯管下至预定深度，风浆循环正常后即可开机锯槽，行走速度依据管倾角和排渣数量而定，锯进时注意观察摆动电流，风压力和排渣速度的变化，并依据这些变化来分析锯机在槽内的工作。在正常情况下。机前有2-3人即可，锯槽的消耗主要是电耗和锯齿硬质合金的磨损。

6. 槽壁稳定分析。锯槽作业必须用泥浆进行护壁和排渣，现列举几种典型条件下的稳定条件。

(1) 粘性土：有泥浆护壁，可以开挖的最大槽深用下式计算。

$$H_c = \frac{4Su}{r - r_f} \quad (3-1)$$

式中： H_c ——无上部荷载的临界高度

r ——土体容重

r_f ——泥浆比重

Su ——饱水土的不排水强度

式中假定土的 $\phi = 0$ 实际选用深度取安全系数1.5即只能取 $0.65H_c$ 作最大槽深。

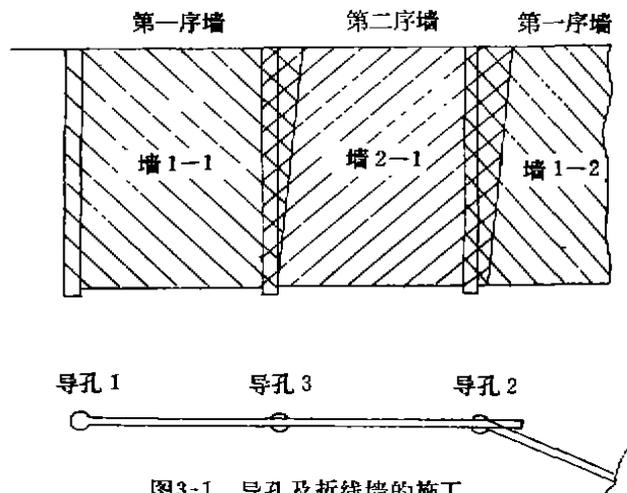


图3-1 导孔及折线墙的施工

(2) 砂砾层：泥浆护壁，地下水位与槽口相平，可用下式计算槽壁稳定的安全系数。

$$F_s = \frac{2\sqrt{r'r_f'tan\phi'}}{r' - r_f'} \quad (3-2)$$

式中： r' ——土的浮容量

$$r_f' = r_f - 1$$

$tan\phi'$ ——水下摩擦系数

F_s 大于1.5

用公式(3-2)计算 F_s 是很难满足要求的，必须将泥浆比重加大到1.3以上或提高泥浆面的高度，即要求浆面高出地下水水面2m以上，当然式中假设砂性土的内聚力 $C=0$ 也是偏于安全的。

槽壁稳定是一个较复杂的问题，当条件与上述简化了的假定不符时，应采用土力学的有关公式作专门计算，即使通过专门计算也未必能准确地判定其稳定性，还应进一步考虑下列因素的影响，偏于安全的因素有：

(1) 槽壁的拱效应槽段较短时其效应是极明显的，实际施工时可用半经验公式修正槽壁的稳定性。

(2) 砂土中存在的 C 值和粘土中的 ϕ 角，计算公式中作了简化，实际工程中可能存在。

(3) 泥浆的抗剪力，即使考虑极小的抗剪强度，也会改善稳定条件。

(4) 槽口导墙支护的效果，当然它只对浅部起微弱的作用。

对槽壁稳定不利的因素有：

(1) 土体的蠕变，特别是某些软弱夹层向槽内缓慢挤出，可能引起软层上部地层的破坏，槽段过长，拱效应消失。

(2) 施工机械的外荷载，特别是机械在一个地方长时间的振动。

(3) 槽内泥浆面的波动，漏浆或操作失误而引起浆面的急剧下降。

(4) 长期阴雨天或施工场地长期浸泡使土的力学性质恶化等。

在实际工作中发现槽壁失稳有下列规律：

(1) 槽壁失稳多发生在浅部，很少有超过10m者。

(2) 槽壁失稳与施工机械在某处的连续工作时间关系很大，只要机械运转正常，以每天2延米以上的成槽速度通过，槽壁极少出现险情。

(3) 槽壁失稳常出现在连雨天和漏水浸泡处。

(4) 槽内浆面因严重漏失或误操作而急剧下降时，槽壁必塌，一般浆面不应低于槽口0.5m。

槽壁稳定是锯槽施工的关键，在自然因素中最重要的是锯槽不宜在斜坡的坡脚施工和工作平台应高出地下水水面两米以上，就槽壁稳定而言，锯槽比其它成槽工艺有利，除了特殊情况外，一般都可安全成槽。

7. 成墙施工，用水泥粘土砂浆置换成墙时，基本按水利水电工程混凝土防渗墙施工技术规范(SDJ82-79)的要求进行。

用槽内铺膜防渗时，因目前尚无规程可循，应事先制出周密的规划，主要工艺和参数

应通过现场试验确定。

8. 质量检测, 目前对锯槽成墙质量进行事前和中间检测的方法主要有以下几种方法。

正式施工前在工程现场选一处有代表性的地方, 作锯槽成墙试验, 通过抽水试验, 开挖等方式作检查。

在施工过程中经常测量槽深槽宽, 在置换成墙时作浆液留样试验, 准确对置换浆液计量, 要求置换浆量必须大于槽体的理论体积。

为检查固结体的力学性质和分布的均一可靠性, 可在浆液置换时, 立即在槽内插入带孔管, 待凝一定时间后, 从管内钻孔取样分析, 埋花管的目的是使钻孔能钻至预定的部位, 否则墙太薄, 极易钻偏。

最终质量要靠工程运行及测量网的数据来证明。

锯槽连续成墙的工艺本身决定它的连续性好, 质量控制较易, 与高喷浆和静压灌浆比较, 它的连续完整性要可靠得多, 与其它成槽工艺比较, 它的接缝较少。

9. 主要施工设备见表3-3

主要施工设备表(一台套)

表3-3

设备名称	规格型号	数量	功率 kW
锯槽机 (专利号92205400.2)	DY-50	1	60
空压机	ZV6/8	1	45
泥浆搅拌机	DY20	1	30
大口径钻机	GPC-300	1	80(柴油机)
泥浆泵	BW-600	2	30
	BWJ-125	1	11
勘探钻机	SGZ-III	1	18
浆泵		3	17
砂浆站		1	30
其它			

全套设备的总造价约80万元, 总功率约300kW, 用电容量约200kVA。

工效分析

以使用DY-40型锯槽机, 墙宽0.20m, 墙深40m, 用水泥粘土砂浆置换成墙, 地层为砾砂层, 最大粒径小于80mm为基本条件分析如下:

1. 人员表(台班)

综合计算, 平均效率为1工日/平方米, 单项成本低于200元/m²。

工作项目	技工	力工	技术人员	其它	备注
1. 锯槽机操作	2	2	1		
2. 泥浆制浆	1	4		1	
3. 空压机	1				
4. 供水	1				
5. 维修	1				
6. 电气	1				
班合计	7	6	1	1	
7. 钻导孔	2	6			以日计
8. 置换成墙	2	10	1		以日计
铺轨 架槽口等					
9. 管理及辅助	2		1	6	以日计
一日三班合计	27	34	5	9	75

结语

锯槽连续成墙法为建造地下连续防渗墙提供了一种新手段，经过地质条件较复杂的大型蛤蟆通水库坝基防渗工作的考验，在墙体连续可靠，高效，低耗等方面已显示出极大的优越性，它的成墙深度和对地层的适应性也有一定的优势，在92年6月于黑龙江省852农场召开的锯槽成墙现场技术研讨会上受到国内众多专家的好评，但这项技术研制的时间短，经历实际工程的考验不多还需要通过实践去不断改进提高。

岩土原位测试技术的现状与发展

郑建国

(机械电子工业部勘察研究院)

前言

从事岩土力学理论研究的人们都知道,岩土力学几乎所有理论上的进展都是基于实验测试的结果。而对于一个岩土工程师来说,通过测试技术获取的岩土参数是进行地基评价和设计计算的基本条件。因此,岩土测试技术无论是在岩土理论研究或是在工程实践中都是不可缺少的重要组成部分。

岩土测试技术包括室内试验和原位测试。室内试验和原位测试各有其独到之处。原位测试的独特优点在于:(1)避开了取土样的困难;(2)在原位应力条件下进行试验;(3)试验的岩土体积较大,代表性强;(4)工作效率较高。

岩土原位测试又可以分为两种,一种是作为获取设计参数的原位试验,另一种则是作为提供施工控制和反演分析参数的原位检验与监测。

岩土原位试验

岩土原位试验的方法很多,但不外乎有关岩石的变形、强度、渗透、密度、动力特性等等,本篇将其分成六大类加以评述。

(一) 变形特性试验

变形特性试验的共同点是:在外荷作用下测求岩石的变形,由此得出岩石的应力-应变关系曲线,据此分析岩石的变形特性。

1. 平板载荷试验(Plate Loading Test)

平板载荷试验从本世纪30年代起就已成为地基原位测试的一种手段。它实际上是模拟建筑物基础受荷条件的现场模型试验。其试验方法是在刚性承压板上加荷,测求天然条件下岩体或土的变形,可测定岩石的变形模量、确定地基的承载力和预估实体基础的沉降。大量工程实践资料表明,用载荷试验成果评价地基的承载力和预估建筑物的沉降非常有效,因而这种方法在我国已作为其它原位测试建立与土性指标相关关系的依据^[1]。

平板载荷试验还可以用于测定饱和土的固结系数^[2],砂土的前期固结压力^[3],以及地基的刚度^[4]等。

平板载荷试验对软粘土、砂土、碎石土、岩体等均可适用。当在海底做载荷试验时,

• 本文为中国科协首届青年学术年会卫星会议、首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会水平报告之一。

一般是利用设备的水下自重作为反力,此时承压板直径必须很小^[5]。

平板载荷试验技术近年主要的进展是实现加荷、卸荷、记录的自动化^[6]。但这项技术终究只适于在地层的浅表部或开挖的洞室中进行,这是它最大的缺点。

2. 旁压试验(Pressuremeter)

1956年法国的Menard创造了三腔式旁压仪^[7],这种梅纳式旁压仪的探头由三段互相隔绝的可膨胀的管子组成,以此量测孔壁受压情况下的应力应变关系。当时这项技术很快在欧洲、加拿大、日本等国家得到广泛的应用。梅纳式旁压仪只能在事先钻好的孔中进行,70年代,在法国和英国又分别研制成功了自钻式旁压仪^{[8], [9]},分别称之为法国道桥式和英国剑桥式。剑桥式属于气压式,旁压器下面的切削钻进器由直达地面上的空心钻杆回转所驱动;道桥式属于液压式,其切削钻进器由安置在旁压器下面的液压马达所驱动。自钻成孔大大减少了孔周土的扰动强度,使这项技术有了一个根本的革新。

我国王钟琦教授等在80年代初研制成功了MLM-1型自钻式旁压仪。这种旁压仪既可进行静态测量,又可通过旁压器中的拾振装置测动态参数,以确定土层各向异性影响的程度^[10]。

值得指出的是,预钻式旁压仪并没有被淘汰,这一方面是由于对某些地区性土(如黄土),成孔比较容易,另一方面更重要的是由于预钻式旁压仪使用了三十多年,积累了丰富的试验资料,在测试方法上已建立了一整套标准化的操作规程^[11],在此基础上建立的一些相关公式和图表是不能简单地套用到自钻式旁压仪上的。

旁压试验可用于测求地基土的不排水抗剪强度,原位侧压力系数 K_0 、变形模量、剪切模量、地基承载力等。一般认为,用旁压仪所得不排水抗剪强度比用其它方法所得的明显偏高。

最近几年,已研制成由计算机控制的旁压仪^[12],自钻旁压仪的切削钻头已改为新的喷射头(用泥浆)^[13]。还研制成功了压入式旁压仪(PIP)和自钻收缩旁压仪(SBRP)。同时旁压仪的应用领域也有所扩展,例如可用于软岩^[14],用于隧道设计^[15],在近海建筑工程中已用于测求冰的蠕变特性^[16]等等。

旁压仪虽然用途广泛,但它测出的是土层在横向加载情况下的力学性质,而土层的各向异性却是普遍存在的事实,如何评定各向异性的影响仍然是旁压试验的难题。

3. 螺旋板载荷试验(Screw Plate Test)

螺旋板载荷试验是由Janbu在70年代初提出的,与上述平板载荷试验和旁压试验相比较,它有下列突出的优点:(1)对螺旋板施加的荷载为竖向的,与许多土工问题的加荷方向一致;(2)设备轻便,能在不同深度处的原位应力条件下进行试验。因此,螺旋板载荷试验已受到世界各国岩土界的高度重视,目前在北欧和美国已得到广泛的应用。

螺旋板载荷试验可以测求砂土的压缩模量、固结系数和粘性土的不排水抗剪强度、变形模量等,最大测试深度可达30m。

澳大利亚的Kay等人于80年代初对此法做了几点改进,使之适用于硬粘土,其主要之点是^[17]:(1)螺旋板直径缩小,并从钻孔孔底向下旋入;(2)螺距与螺旋板直径相同,可减少螺旋板下旋时对土的扰动;(3)在传压杆内加上一个热膨胀系数很低的合金杆传递位移,使测试系统更加先进和可靠。

我国朱小林教授等^[19]也对螺旋板载荷试验作了较大的改进,其主要特点是在螺旋板底面中心的锥尖处,加装了测孔隙水压力的传感器,他们通过试验发现,通常所用的 $S-\sqrt{t}$ 法推算固结系数并不是对各种土都适用,而用 $u-\lg t$ 曲线推算固结系数则不受这种限制。因此,装有孔压传感器的螺旋板具有突出的优点。

螺旋板旋入土层时,对土的扰动是不可避免的。因此,此项试验的可靠性取决于螺旋板对土的扰动程度。

4. 钻孔千斤顶(Borehole Jack)

原位测定岩体变形的有多种,如前面所述的平板载荷试验,另外还有水压法和狭缝法。水压法技术复杂,耗费较大,现已不多用,狭缝法(扁千斤顶法)则试验深度有限。1968年Goodman等首先提出了钻孔千斤顶法^[19],这种方法的基本原理是通过两块刚性曲面承压板,对孔壁岩石加压,并量测钻孔受压时的径向变形(如图1)以得到岩体的应力—应变关系。

一般认为^[20],有三个因素可导致古德曼千斤顶所测的模量值低于被测岩体的真实值:(1)承压板的纵向弯曲;(2)压头曲率与孔壁曲率匹配不良;(3)压头下面分布于孔壁的拉伸裂缝。

近几年,国内外对钻孔千斤顶进行了许多研究和改进^[21~24],武汉岩土力学研究所研制的两种钻孔弹模仪^[25,26]在测试精度方面已优于国外同类产品。

(二) 抗剪强度试验

1. 直剪试验和三轴试验(In-Situ Direct Shear Test & In-Situ Triaxial Test)

原位直剪试验的原理与室内直剪试验基本相同,但岩、土体的受剪面积比室内要大得多,一般为 1000cm^2 以上。对于岩体原位直剪试验,一般是以试块相邻岩体作为推剪反力,而对于土体,则已设计出模仿室内直剪仪的大剪仪^[27]。对于山区残坡积和洪积的碎石土、砂土、粉土和粘性土的混合土层,一般无法取样做室内试验测定抗剪强度指标,而采用原位直剪试验是颇为有效的。

在围岩洞室内还可做原位三轴试验,轴向压力 σ_1 由洞顶支撑,围压(σ_2 、 σ_3)由周围岩体支撑,采用千斤顶施加荷载。

原位直剪试验和三轴试验设备都比较笨重,试验造价较高。

2. 十字板剪切试验(Vane Shear Test)

十字板剪切试验是1928年在瑞士由John Olsson首先提出的,我国于1954年开始采用十字板剪切试验,目前在沿海软土地区应用广泛。

十字板剪切试验方法是在钻孔孔底插入规定形状和尺寸的十字板头到一定的试验深度,施加扭矩使板头等速扭转,在土体中形成圆柱破坏面,测定剪切破坏时的最大扭矩,从而计算土的不排水抗剪强度和灵敏度,用于地基稳定分析。

影响十字板测试结果的因素很多,如剪应力在板头叶片边缘的集中^[28],土的各向异性,土的排水条件^[29],圆柱破坏面直径与叶片直径不一致^[30],剪切速率,十字板厚度等

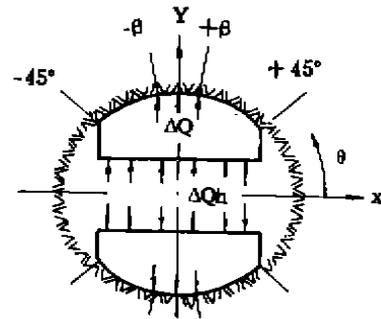


图1 钻孔千斤顶加压示意图

等。目前在理论上还没有完全解决上述问题。因而，十字板强度的应用还只能作为地区经验来考虑。另外，规程规定十字板剪切试验只适用于饱和软粘土，试验深度一般在20m以内。

近年在理论研究方面，已有人提出用有效应力原理来分析十字板试验。在测试技术方面，Geise等已研制成功一种新型的十字板仪^[31]，自动匀速（速度可调）加荷，其应用范围已不限于饱和软粘土，并可在深水下作业。我国目前也研制成功多种电测十字板仪。

3. 钻孔剪切试验(Borehole Shear Test)

钻孔剪切试验的发展历史只有十几年。1976年Winland^[32]首先提出后，立即受到岩土界的重视，研究者们对这一新型试验方法进行了多方面的研究^[33~36]，目前，钻孔剪切试验作为原位确定土的抗剪强度的方法已在美国得到广泛的应用。

钻孔剪切试验装置如图2所示，它是在事先钻好的孔中，放入对称的两块可膨胀的剪切板，剪切板上带有剪切齿，以便与孔壁嵌紧。通过气压对孔壁施加正应力，然后沿钻孔垂向拉探头使土发生剪切破坏，记录峰值剪应力，在不同正应力情况下重复剪切，可得 $\tau-\sigma$ 曲线，从而计算土的 C 、 φ 值。

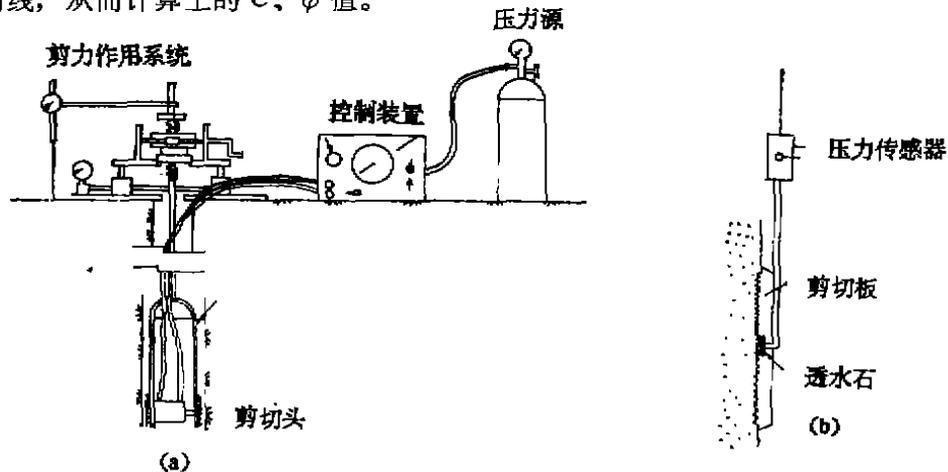


图2 钻孔剪切仪装置示意图
(a) 全套装置 (b) 剪切板

钻孔剪切试验适用于各种土质条件和软质岩石，剪切板的尺寸和形状由土质条件决定，在剪切板上亦可附加一个孔压测头，如图2(b)。

钻孔剪切试验最大的优点是操作简便，可重复性较高。为了证明这一点，Lutenegger等^[36]曾专门做了试验，让有过操作本仪器的有经验的人员和新手分别做钻孔剪切试验，所得试验结果统计表明，试验结果没有什么显著差别。

最近的资料表明，用此法求得的 φ 值，变异系数一般小于10%，而 C 值的变异系数较高，可达50%。有关这种试验的精度和可靠性问题还没有真正弄清，不过有资料表明，钻孔剪切试验的结果非常接近于固结不排水剪切参数^[37]。

钻孔剪切试验目前我国还未见有实用报道，笔者认为，在易于成孔的黄土地区，钻孔剪切试验对于求取深层黄土的抗剪强度参数可能是一种有前途的方法（十字板不适用于黄土）。

(三) 渗透试验

原位测定土的渗透性的试验方法有很多,可分为抽水试验,注水试验和压水试验三类。抽水试验一般用于解决水文地质参数问题,压水试验则用于坚硬岩层,在土工界用得较多的是注水试验。

以往在现场测定强透水性和中等透水性土层的渗透系数颇为成功,而测定弱透水性土层的渗透系数则比较困难。然而最近几年,在环境保护的岩土工程中,为了避免有害废料对地下水的污染,要求测定压实填土的渗透系数。而压实填土的渗透系数是非常低的,一般低于 $1 \times 10^{-9} \text{m/s}$ 。已有资料表明^[33~39],用室内渗透试验方法测低透水性土层的渗透系数也是不可靠的。因此,如何解决原位测定弱透水性土层的渗透系数问题是近年来渗透试验研究的焦点。

目前已发展了8种原位渗透仪可测弱透水性土的渗透系数^[40~48],它们是:(1)掺气渗透仪(Air-Entry Permeameters);(2)钻孔渗透仪(Borehole Permeameters);(3)透水探头(Porous Probes);(4)ASTM双环渗水仪(ASTM Double-Ring Infiltrometers);(5)箱形渗水仪(Box Infiltrometer);(6)单环渗水仪(Single-Ring Infiltrometer);(7)止水双环渗水仪(Sealed Double-Ring Infiltrometer);(8)集式测渗计(Collection Lysimeters)。

Sai和Anderson(1990)^[50]总结了上述各种方法的优缺点,并指出上述(1)~(4)种方法,所测渗水面积太小,不能测出压实填土中大孔隙的影响,因而不具代表性。第(5)种方法因仪器埋设和数据记录都比较复杂而难于应用。只有上述(6)~(8)这三种方法适用于压实填土渗透性试验。集式测渗计的缺点是耗时太长(一般需数月),在工程中最有用的是止水双环渗透仪,其装置如图3所示。

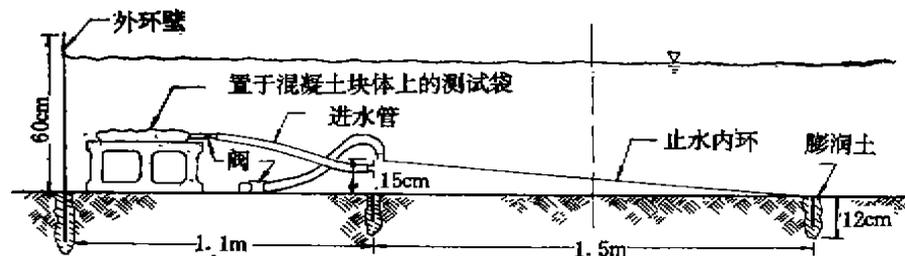


图3 止水环双渗透仪示意图

(四) 触探试验

触探试验的共同之点是在外力(静力或动力)作用下,使一定规格、形状的锥头贯入土中,测出土的贯入阻力,以此确定土的物理力学性质。

1. 静力触探试验(Static Cone Penetration Test)

静力触探试验(CPT)经历了三个发展过程。最初的机械式静力触探仪是荷兰于30年代初首先研制使用的,这种静力触探仪使用了三十多年。60年代,我国和其它国家相继研制出电测静力触探,大大提高了测试的精度和可重复性。70年代则研制成可测孔隙水压力的静力触探仪。孔压静力触探(CPTU)的出现,可以说是静力触探试验方法最为重要的进展,孔压的量测不仅可根据触探数据准确地划分土层,而且为用有效应力分析方法解决土工问题开辟了道路^[51~52]。

静力触探目前在国际上应用极为广泛,1988年在美国召开了有36个国家的代表参加的首次国际触探会议,其中静力触探论文数占了总数的60%。在我国,静力触探也是最基本的勘察手段之一,有资料表明^[53],我国不少单位静力触探已占其工作量的60~70%。

由于能够连续贯入,所以静力触探最重要的用途是用它来确定土层剖面,并进而利用其摩阻比对土进行分类。另外还可应用于确定砂土的相对密度 D_r ,粘性土的不排水抗剪强度 S_u ,评价地基土的承载力和变形模量,预估单桩承载力等^[54~55]。由静力触探试验推算上述土的设计参数均带有地区性的经验,使用时应注意建立经验公式的条件。

我国还利用静力触探评价饱和砂土的液化可能性^[56],但由于静力触探不能取样鉴别土的颗粒级配,在没有经验的地区,使用静力触探判别液化问题应慎重^[57]。

影响静力触探结果的因素很多,就我们的知识现状,目前要建立一个把所有各种因素都考虑在内的理论公式是不可能的。总的来说,静力触探目前还只是一个经验的方法。

静力触探最近的进展是:(1)多功能探头,如测温锥、电导锥、声触探仪、核密度探测器、触探旁压仪、触探斜仪等等。(2)应用领域进一步拓宽,已用静力触探估算硬粘土的超固结比(OOCR)^[58],在海洋岩土工程中正在广泛使用。(3)对孔压传感器的测试精度做了大量的研究工作^[59],国际上已要求测孔压系统的过滤器和传感器应充满水或其它液体。

2. 标准贯入试验(Standard Penetration Test)

标准贯入试验(SPT)创始于1927年左右^[60],后由Terzaghi和Peck于1948年把试验数据制成图表用于浅基设计^[61]。由于标准贯入试验设备简单,易于操作,能取土样,适用性强^[62],它已在全世界范围内广泛使用。

标准贯入试验目前用得最多的是评价饱和土的液化势,这是因为:(1)已积累了大量的实际资料去建立液化势与SPT值之间的关系;(2)标准贯入试验可在贯入器中取土,因而可以鉴别土类和测定土的颗粒级配,而土的级配是影响土的液化势的一个显著的影响因素^[63]。这两点是静力触探和动力触探无法与之相比的。

除此而外,标准贯入试验还广泛用于评价砂土的相对密度,粘土的不排水抗剪强度,并确定地基的承载力和计算地基的沉降等。用SPT预测沉降是国外研究得比较多的一个课题,其特点是直接与SPT值建立相关关系,而并不通过土的参数这个中间过程。

标准化是标贯试验最重要的一个问题,目前的趋势是建立国际统一标准。在通向国际标准化的道路上,应弄清楚哪些因素对标贯试验结果有影响。最近几年在这方面做了大量的研究工作:Riggs等^[64~65]在黄土类土上做了大量的SPT对比试验,结果发现用自由落锤方式和卷扬方式所得试验结果并没有显著差别。Whited等^[66]通过研究发现,对于粒状土,钻孔用套管护壁所得 N 值与用泥浆护壁所得 N 值不同,其规律是:在地下水位以上,套管护壁时 N 值大,地下水位以下则相反,而对于细粒土,钻孔护壁方法对标贯值 N 无影响。Parsons^[67]认为,钻孔冲洗液对标贯值 N 影响很大,用泥浆的 N 值比用水的 N 值要大得多(2~5倍)。但Seed等^[68]不同意Parsons的结论,他们通过大量的研究资料表明孔内液体对标贯值基本上没有影响。上述研究成果表明,国外对标贯试验的研究工作还是很细致的。我国地域辽阔,土类很多,应当投入力量对标贯试验做一些细致的研究工作,以适应国际标准化的发展。

3. 动力触探试验(Dynamic Penetration Test)

动力触探试验可能是最古老的触探试验。它的突出优点是经济和简捷,并能连续反映出地基土的工程特性的变化规律。目前各国使用的动力触探种类繁多,据不完全统计^[69],锤的质量变化范围从5kg到150kg,落距从0.2m到1.5m,探头外径从21mm到75mm。

动力触探应用得最多的是划分土层,国外用动力触探评价砂土的相对密度,也是研究得较多的一项课题。有些资料还介绍了动力触探击数与土的抗剪强度,压缩性,粘性土的稠度,地基承载力等性质指标之间的关系^[61]。由于动力触探和打桩很相似,所以动力触探可用于评价桩的承载力和预估打桩可能性。

动力触探的标准化问题同样已引起各国研究者的重视。很多国家(包括我国)都相继制订了动力触探试验国家标准。我国目前采用的重型动力触探标准与欧洲标准比较接近,但在落距和探头外径方面有微小区别。

动力触探的影响因素较多,成果相对比较粗糙(这一点不如静力触探),且不能取土(这一点不如标贯试验),但是动力触探在粗粒土方面已愈来愈显示它的优越性。目前我国已在超重型动力触探(120kg)评价卵石地基的实际应用中取得了经验^[70]。所以动力触探的生命力在于:(1)评价粗粒土性质的最佳手段;(2)与打桩相似,可预估打桩可能性。

动力触探目前的研究方向是:(1)各国正在使用的触探器与标准的触探器进行对比试验;(2)研制电测动力触探,直接量测动贯入阻力;(3)锤垫下设置力传感器;(4)贯入度自动记录。

4. 扁式松胀仪(Flat Dilatometer)

扁式松胀仪(DMT)是意大利 Marchetti 发明的^[71],至今只有十几年的历史。但从最近的国际触探会议来看,DMT已引起广泛的重视。

DMT的基本设备有:一把有利刃的不锈钢刀片(刀口宽95mm,刀身厚14mm,刀身长220mm),一个与刀片一侧齐平的直径为60mm的不锈钢的薄膜,如图4。

测试时首先将松胀仪刀片垂直贯入(静力贯入或打入)土中到需要试验的深度,然后在探头内腔施加气压,使探头中的不锈钢薄膜向侧面膨胀。探头中还装有孔隙水压力测头,于是可测得贯入阻力,使薄膜开始膨胀所需的压力 p_0 和向土内膨胀1mm所需的压力 p_1 以及孔隙水压力 u_0 等数据。而后放松薄膜并将刀片贯入另一个需要试验的深度,一般每隔0.20m试验1次。由 p_0 、 p_1 和 u_0 可得下列三项参数:

$$\text{水平侧压力系数 } K_d = \frac{p_0 - u_0}{\sigma_{v0}}$$

$$\text{土料系数 } I_d = \frac{p_0 - p_1}{p_0 - u_0}$$

$$\text{松胀模量 } E_d = 34.6(p_1 - p_0)$$

通过 I_d 划分土的类别, K_d 计算静止侧压力系数 K_0 , E_d 求算土的变形模量,这些都是经验关系。最近的研究表明^[72],亦可通过 K_d 值预估砂土的液化势。这项新的原位测试技术目前在欧洲和美国已推广应用,其主要优点是快速,经济,可重复性好,但不适用于很硬的土。

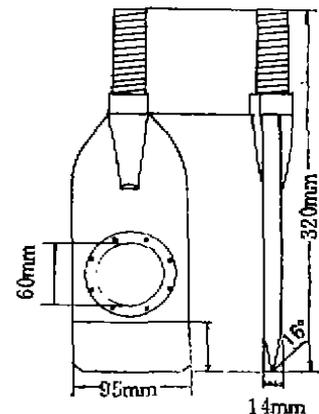


图4 扁式松胀仪示意图

(五) 动力实验

1. 波速试验

在实际工程中,测定弹性波波速的主要方法有检层法、跨孔法和瑞利波法。

检层法的优点是应用方便、成本低、效率高。缺点是震源产生的应变很小,可测深度有限,并且由于 p 波的干扰,对于浅部测试波形的判释也有一定困难。这种方法近年没有多大进展。

跨孔法优点是信噪比较高,能详细划分速度剖面,但操作程序比较复杂。近年已使用重复反向的孔内震源——剪切锤,可以更可靠地识别 S_v 波。

瑞利波法是目前国内外研究的重点,已研制出多种成套设备^[27]。如日本生产的GR-810型面波探测仪,由计算机控制,可以探测不同深度地层的波速。瑞利波法的主要优点是无需成孔。

除上述三种常用方法外,为了解决深层土的波速测试问题,日本已研制成悬挂式P-S测井(Suspension p-s Logging)^[78]。该系统是在一个探头中,装入电动机震源和两组三分量检波器,可进行P波和 S_H 波测井,目前已有400m深孔测试的经验。

波速试验成果可用于:(1)划分土类及进行场地类别划分;(2)推算岩土的动力参数 E_d 、 G_d 、 ν 等。另外,利用波速法还可判别砂土的液化势^[74],测定地基土的湿度和密度^[76]等。

2. 循环膨胀试验

利用波速试验推算的动剪模量,只能代表土体在小应变幅情况下的动力特性,不能反映地基土在强烈震动情况下(如地震)的动力特性。最近Motan和Khan^[76]介绍了一种新的方法测定粘性土的动剪模量。

这种仪器定名为扁板贯入器(Flat-Plate Penetrometer),其基本形状尺寸与扁式松胀仪相似,只是刀片厚度稍薄(9mm),以减少对土的扰动。通过气压对不锈钢膜施加气压,测出土层在往复荷载下的应力—应变特性,算出弹性模量并换算成剪切模量,以此获得不同深度地层的动力特性参数。这种新型仪器目前还限于在室内进行试验研究,可以预料是一种很有发展前途的原位动力试验方法。

3. 模型基础振动试验

在机器基础动力分析计算理论方面,有两种计算模式^[77]。一种是弹性半空间计算模式,另一种是质弹阻计算模式。前者要用到土的基本动力参数,即 E_d 、 G_d 、 ν 等,后者则一般采用模型基础振动试验来求算设计参数。

模型基础振动试验的基本方法也有两种,即自由振动法和强迫振动法。前者采用冲击激振或卸荷激振法,后者则利用激振器对块体模型基础施加稳态激振。通过布设在块体基础上的拾振器,将模型基础的振动信号(振幅、频率等)通过测振放大器传送到记录器(示波器或计算机)记录下来。可测出自由振动的振幅—时间曲线和强迫振动的振幅—频率响应曲线。然后将实测的振动响应曲线与理论曲线拟合,可以推算出地基刚度系数和阻尼比^[78]。

在测试技术方面,目前已取得不少进展,例如采用组合拾振器法^[79],有效地消除了块体模型本身的摇摆振动,从而使测试结果较为真实。

但模型基础振动试验还存在下列一些问题:

(1) 实测的幅频响应曲线与理论曲线难以达到理想的重合程度, 因而采用不同的计算方法可得到不同的地基刚度系数和阻尼比^[80]。

(2) 关于土的参振质量是否需要考虑的问题, 目前也未达成共识^[81]。关键问题是如果在计算地基刚度系数时考虑了土的参振质量, 那么实体基础又如何考虑土的参振质量?

(3) 对于埋置基础, 侧向土的密度、结构强度对基础的振动响应有显著影响, 侧向天然土和侧向回填土实测的频响曲线相差较大^[80]。

由于上述这些原因, 使得实测实体基础的振幅与设计计算结果可以相差几倍^[77]。因此从根本上来说, 地基基础振动体系不是理想的质—弹—阻模型, 这个模型应当进行修正, 另一方面, 在现场做模型基础振动试验时, 应尽量使激振扰力, 频率和埋设条件与实体基础接近。

4. 地面振波衰减试验^[82]

为了解强夯、打桩以及其它人为振动对周围建筑物和人身健康的影响, 需进行地面振波衰减的试验。

试验方法是在与振源成一条直线上布置多个测点, 可以根据不同的要求, 选用位移、速度或加速度拾振器。

5. 动态孔隙水压力测试

动态孔隙水压力测试是在现场实测地基在人为震动时孔隙水压力的变化规律, 据此进行动力反应分析。

目前我国已研制成功多种动态孔压传感器^[83]。实测资料表明, 利用动态孔隙水压力实测成果分析地基土的液化特性^[84, 85]、探索振冲法和强夯法加固地基的机理^[86, 87], 以寻求合理的设计方案是颇为有效的。但目前动态孔压测试成果还没有达到定量解决问题的程度, 一般仅用于定性分析。

(六) 工程物探^[27, 88~92]

工程物探是利用地球物理方法解决岩土工程问题的原位试验技术。在世界范围内, 目前美国和欧洲在物探仪器研制和方法研究方面仍然处于领先地位。但美国和欧洲的物探技术主要用于资源勘探, 而日本则在岩土工程领域大量使用物探技术, 是工程物探应用最为广泛的国家。我国工程物探在水利和地质部门用得较多, 而在建工部门用得较少。

工程物探方法种类很多, 而且还在不断开发新的技术方法。但常用的是地震勘探、电法勘探和综合测井。本节简略介绍一些可能较有前途的新技术、新方法。

1. 微重力勘探

以往由于重力仪精度的限制, 重力法在岩土工程领域几乎没有得到应用。80年代以来, 美国研制成功了微伽级高精度重力仪, 读数精度可达 $\pm 5\mu\text{g}$ 。目前微重力勘探已用于探查人工洞穴。还有人利用岩、土体在失去平衡将要发生崩塌的过程中, 可能导致密度分布的变化这一特点, 来预报岩、土体的崩塌。

2. 地电探测

Kober 等人认为太阳辐射的等离子流轰击地球磁场时, 产生一种电磁波, 该电磁波与地球电离层相互作用而产生一种大地电磁脉冲, 其频率范围在 $0\sim 20\text{kHz}$ 之间, 但高频成份

很快被大地吸收,所以射入地下的脉冲主要在0~1kHz范围,形成低频窗口。入射脉冲在遇到不同电阻率地层分界面时,产生向上传播的反射脉冲。1983年前后,美国地球物理有限公司研制出地电探测仪来测定这种反射脉冲。地层电阻率不变(同一层)时,信号输出将是平稳的,在地层改变电阻率出现跃变(表明岩性改变)的地方,信号输出也将发生变化,利用这一原理可以区别岩土性质的变化。

3. 地质雷达

地质雷达探测法是利用高频电磁波来探测地下地质体或其它目标的一种交流电探方法。应用地质雷达可探测冰层、冻土、洞穴、浅埋地下管道,古建筑物基础等。

近年研制的较先进的地质雷达装置包括脉冲雷达的发射和接收系统,电子控制设备,信号采集和处理系统、图像显示器、天线系统等,一般都带有微机。

4. 放射性探测

γ 射线是一种波长很短的由原子核产生的电磁辐射。土对 γ 射线的吸收作用随土的密度的增加而迅速增加,利用这一原理可用带有 γ 放射源和计数器的探头放入钻孔或用静探设备压入土中来测土的密度。

同位素中子源发射出来的快中子,与周围物质中各种原子核经过多次碰撞变成慢中子,形成以中子源为中心的“慢中子云球”,如果土中含水量高,慢中子云球半径就小,慢中子密度就大。利用这一原理可测地基土的含水量。

放射性探测方法可以与静力触探方法结合起来使用,由于它能现场测定土的密度和湿度,这项技术肯定是有前途的,但目前基于安全方面和设备方面的原因,放射性探测方法在工程实践中还应用不广。

岩土原位监测与检验

(一) 概述

近年来,在岩土工程设计中,利用原位监测资料进行反分析已经成为一个重要的研究手段。曾国熙教授^[83]曾介绍过“观察法”(Observational method)或“边观测,边(修改)设计”(Learn as you go)的基本含义,即:对于较重要且缺乏经验的工程,在尚未施工的阶段,先利用室内外试验的参数值按一定方法计算和设计。以后利用施工第一阶段观测结果反分析的基本参数修改计算和设计,作为第二阶段的设计,以后又利用第二阶段的观测结果的反分析参数进行第三阶段的设计,余类推。如图5所示。

已有工程实测资料表明^[84],采用“边观测,边设计”方法已取得明显的经济效益和社会效益,单项工程节约造价400余万元,并提前一年完工。

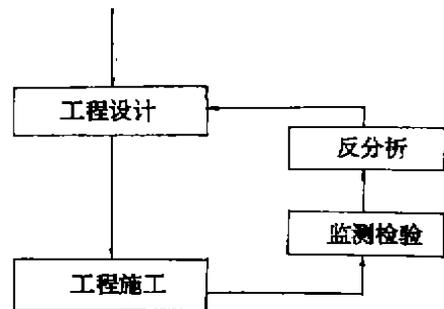


图5 岩土工程设计、施工、监测程序框图

(二) 监测与检验的方法

岩土原位监测与检验的方法很多^[95], 可以分成五大类, 即:

1. 土与结构物之间接触压力(拉力)的量测;
2. 岩土体中的应力量测;
3. 岩土体表面及其内部的变形和位移量测;
4. 孔隙水压力监测;
5. 对施工质量的检验。

表1~5详细列出了目前常用的各种原位监测与检验仪器的类型、优缺点和适用条件。

土与结构物之间接触压力的量测方法

表1

类型	方法仪器	用途	优点	缺点
机械式	机械式压力盒	测地下坑道支柱压力	安装简单、方便	灵敏度低, 不能远距离读数
电阻式	差动式钢筋计	测锚杆拉力	稳定性较好	造价高
钢弦式	振弦式压力盒	量测接触压力	长期稳定性好	
	钢索拉力计	测钢索拉力		

岩土体中的应力量测方法

表2

类型	方法仪器	用途	优点	缺点
液压式	压力枕(扁千斤顶)	测岩体应力	用油压表读数。读数可靠, 不受外界因素影响	长期荷载下有漏油现象
	GLotzl压力盒	测岩体应力		
光弹式	钻孔型光弹应力计	岩层内部原始应力量测	使用方便	灵敏度低, 不易遥测, 长期性能差
	表面型两轴光弹片	岩体表面应力量测	造价低廉	
电阻式	钻孔底面应变计	用应力解除法测地应力	使用方便	环境温度和湿度对其影响较大, 长期稳定性不好
	钻孔径向应变计			
	钻孔三轴应变计	测岩体一点的三维应力状态		
钢弦式	钻孔应力计	测岩体钻孔径向应力	长期稳定性好	
	钢弦式压力盒	土体应力量测		
	筒支膜土压盒	土体应力量测		
	双膜压力盒	应力量测(静、动两用)		

岩土体表面及其内部的变形和位移量测方法

表3

类型	方法仪器	用途	优点	缺点
机械式	挠度计	测大量程位移	安装简便, 直接读数	灵敏度低, 不易远测
	杆式钻孔位移计	测岩体位移		
	收敛计	测洞室拱部和边墙某些主要点的位移规律		
电阻应变片式	小标距应变计	岩体内应变测试	使用方便 可以遥测	受环境温度和湿度影响较大, 长期稳定性不好
	电测位移计	测位移		
	裂缝观测计	结构和岩石表面裂缝监测		
	钻孔位移计	围岩内部位移量测		
	钻孔应变计	孔内应变测试		
	坝体内应变计	坝体应变测试		
滑动电阻式	滑阻位移计 (盒式, 管式, 多点式)	岩石钻孔内位移测试	性能稳定, 量程大	
电感式	钻孔位移计	测岩体内部位移	有线遥测和无线遥测均可	受温度影响较大
	分层沉降仪	测土层不同深度处的沉降量		
	钻孔横向位移计	测岩层横向位移		
差动变压器式	差动变压器式位移计	测岩体位移	灵敏度较高, 长期稳定性好	量程较小
钢弦式	埋入式应变计	结构内部应变测试	长期稳定性较好	
	表面式应变计	岩体表面应变测试		

孔隙水压力监测方法

表4

类型	方法仪器	优点	缺点
液压式	孔隙水压力计	可测弱渗透性土层的孔压	管子埋设在土内, 易受损坏。管子较长时, 误差较大
气压式			
敞开式	测压管	方法简便	静止水位滞后现象严重
	观测井	读数直观	
电阻式	孔压计	灵敏度高	长期稳定性不好
钢弦式	孔压计	灵敏度高, 稳定可靠	

施工质量检验方法

表5

方法名称	用 途	优 缺 点
轻型动力触探	施工验槽, 填土质量检验	操作简便, 但精度较差
微型贯入仪	施工验槽, 地基复查, 检验回填土密实度	体积小, 精度高, 但检测深度有限

(三) 新方法简介

1 滑动测微计^[90](Sliding Micrometer)

滑动测微计是瑞士Solexperts公司生产的一种高精度变形测量仪器, 用于测定钻孔中相距1m的两点间的位移差。它能准确地测定钻孔轴向的应变分布规律。

滑动测微计主体为一标距为1m, 两端带有球状测头的位移传感器, 实际操作前, 预先在钻孔中安装一根聚氯乙烯塑料导管, 沿导管轴向每隔1.0m放置一个具有特殊定位功能的环形量测标志, 滑动测微计可以依次地测量两个标志之间的相对变形。

滑动测微计已广泛用于地下洞室、边坡、坝基、桩基及大型建筑物工程监测中。与其它类型的现场变形监测仪表相比较, 滑动测微计的独特优点是: 导管及环形标记在施工过程中可部分地被开挖掉, 其余部分仍可继续用于观测, 因而它可测量整个施工期间的变形, 并据此确定松动区。但该方法现场设置导管和仪器操作均比较复杂, 须熟练的操作人员才能胜任。

2. 电解倾斜计^[97](Electrolytic Tiltmeter)

通常所用的倾斜计由于受导管的限制, 不能监测每年数米这样大的水平位移, 最近新西兰发展了一种电解式倾斜计, 可以解决这个问题。

该仪器由电解式传感器和手提式 AC 数字电导仪组成, 传感器由装有电解液的玻璃罩和 6 个直径为4mm的碳棒电极组成, 如图 6 所示。

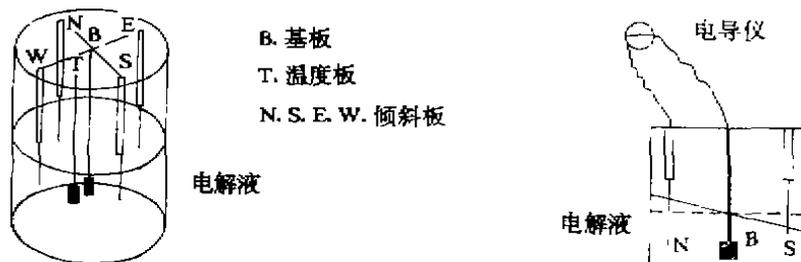


图6 电解倾斜计原理示意图

基准电极和温度电极全部浸在电解液中, 而代表N、S、W、E四个方向的电极只有部分浸入电解液。当发生倾斜时, 电极之间电导率发生变化, 利用这个原理可以测出垂向上的倾斜, 并据此分析土体位移情况, 温度电极可用于温度校正。由于不用导管, 因此可测大的水平位移。实际资料表明, 该仪器性能稳定可靠, 易于设置和测读, 精度较高。

文献^[98]介绍的英国电阻液测倾传感器(Electro-Level)的原理与上述倾斜计基本相同。

3. 现场密度检验仪

最近Cooper等^[99]介绍了一种大容量囊状密度仪, 其基本原理十分简单, 如图7所示。

现场开挖大体积试洞，分级将洞中的橡皮囊充满水，同时分级量准水的体积，以此确定试洞的体积，从而可确定现场土的密度，试验结束，可用电泵把水从囊袋中抽出。此法可用于对回填土的施工质量检验。

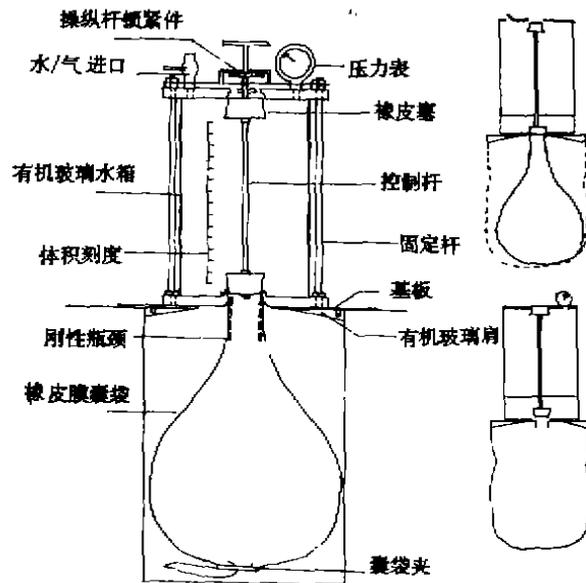


图7 大容量囊状密度示意图

岩土原位测试的发展动向

随着近年岩土力学理论的发展和电子技术、计算机技术以及材料科学的发展，岩土原位测试技术也有了较大的发展。其总的发展趋势可以归纳为以下几个方面。

(一) 标准化

仪器及操作的国际统一化有助于国际间的交流，就岩土原位测试技术来说，能否有效地利用所测得的参数，很大一部分有赖于经验的积累。如果各国使用仪器设备或操作程序不一致，资料就没有可比性，研究成果无法进行国际交流。

近年来，由于国际学术交流比较频繁，国际上要求标准化的呼声愈来愈高，再者由于理论研究的深化和计算机技术的应用，已经具备条件制订各种国际标准，标准化的步伐显然是加快了。一些国际会议已要求提交大会的有关测试方面的论文，必须具有与国际标准相比较的资料才可入选。

标准化带来的主要问题是：(1) 过去采用的经验公式须重新修正；(2) 许多单位将被迫购买新的仪器。但我们不能忽视这个趋势。目前可同时采用国际标准和国家标准，并逐渐积累这两个标准之间的对比资料。

(二) 自动控制

计算机在原位测试中的作用已不仅仅是数据采集和计算分析，更重要的是自动控制。对于许多原位试验方法来说，试验程序的微小改变会导致试验结果的显著变化。而人工控

制很难达到操作程序一致,这也是原位试验资料比较离散的原因之一。自动控制的引入,各种智能化仪器的出现,将彻底改变原位测试的面貌。同时,自动控制也大大提高了工作效率。

(三) 一机多用

以往用于原位测试的仪器功能都比较单一,八十年代以后,各种多功能仪器相继出现,如孔压—静探仪,静探—电导仪,波速—静探仪,旁压—静探仪,静探—放射仪等等。

多功能原位测试仪器可以在同一地点做不同试验,便于理论上的研究,同时一次可以得到多种参数,也提高了工作效率。

(四) 离心机标定槽^[100,101]

原位试验测得的数据大都是通过经验关系估算出土的性质指标。这种经验关系有一定局限性,必然影响估算成果的可靠性,为了要寻找试验数据与土性质指标之间的真实关系,只有在室内用标定槽来进行标定试验。以往的标定槽不能模拟现场应力条件,其标定的可靠性值得怀疑。近年则已开始离心机中设置标定槽用于原位试验的标定和研究,这必将给原位测试研究工作带来新的活力。

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,GBJ7-89,中国建筑工业出版社,1989, p.10
- [2] Janbu, N. and Senneset, K., "Field Compressometer-principles and Applications," Proc 8th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol.1-1, 1973, pp.191~198
- [3] 王钟琦等,岩土工程测试技术,中国建筑工业出版社,1986
- [4] 机械电子工业部设计研究院,地基土动力特性测试规范(送审稿),1990
- [5] Circé, R. C., "An Underwater Instrument for determining Bearing Capacity of shallow Marine Sediments," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.8, No.2, June 1985, pp. 96~98
- [6] 朱小林,原位测试技术发展设想,原位测试信息,1989
- [7] Baguelin, F., Jézéquel, J. F., and Shields, D. H., Pressuremeter and Foundation Engineering, Trans Tech Publications, Clausthal, Germany, 1978
- [8] Hughes, J.M. O., "An Instrument for In-situ Measurement in soft clays," PH. D. Thesis, University of Cambridge, 1973
- [9] 赵善锐,旁压仪原位测试及其实际应用,铁道学会原位测试学术讨论会论文,昆明,1983
- [10] 王钟琦等,MIM-1型自钻式横压仪的研制和试验,工程勘察,1983年第3期
- [11] 赵善锐,旁压仪试验,1985
- [12] Law, K. T., "Computer-Aided Pressuremeter Tests," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.7, No.2, June 1984, pp. 99~103
- [13] Davidson, J. L. and Bloomquist, D. G., "New Equipment and Techniques for Use With the Cambridge Self-Boring Pressuremeter", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.9, No.2, June 1986, pp. 107~112

- [14] Haberfield, C.M. and Johnston, I. W., "Model Studies of Pressuremeter Testing in Soft Rock," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.12, No.2, June 1989, pp. 150~156
- [15] 朱小林, 第三届旁压试验国际会议报导, 岩土测试技术导报, 1992年第1期
- [16] Kjartanson, B. H., Shields, D. H. and Domaschuk, L., "Pressuremeter Creep Testing in Ice: Calibration and Test Procedures" , *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 13, No.1, March, 1990, pp. 3~9
- [17] Kay, J. N., Parry, R. H. G., "Screw Plate Tests in a Stiff Clay" , Report No R44, Department of Civil Eng. The University of Adelaide, 1982
- [18] 朱小林, 杨嵘昌, 新型螺旋板载荷试验及其应用, 第三届工程勘察学术交流会议论文集, 中国建筑工业出版社, 1987, pp. 84~89
- [19] Goodman, R. E., Van. T. K., and Heuze, F. E., "Measurement of Rock Deformability in Boreholes" , *Proceedings of the 10th U.S.Symposium on Rock Mechanics*, American Institute of Mechanical Engineers, University of Texas, Austin, May 1968, pp. 523~555
- [20] Heuze, F. E., "Suggested Method for Estimating the In-Situ Modulus of Deformation of Rock Using the Nx-Borehole Jack," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.7, No.4, Dec. 1984, pp. 205~210
- [21] Hustrulid, W. A., "An Analysis of the Goodman Jack," *Proceedings of the 17th U.S.Symposium on Rock Mechanics*, University of Utah, Salt Lake City, UT. 1976, pp. 438-1~438-6
- [22] Heuze, F. E., "Scale Effects in the Determination of Rock Mass Strength and Deformability," *Rock Mechanics*, Vol.12, 1980, pp. 167~192
- [23] Patrick, W. C., Yow, J. L., Jr, and Axelrod, M. C., "Observations of Borehole Deformation Modulus Before and After Extensive Heating," *Proceedings of the 26th U. S. Symposium on Rock Mechanics* Rapid City, SD, June 1985, pp. 851~858
- [24] Axelrod M. C., Verrill, S. P., Patrick, W. C., and Yow, J. L., Jr. "A Monte Carlo Investigation of a Proposed Screen for Nx-Borehole Jack Data," *Geotechnical Testing Journal*, GTIODJ, Vol.11, No.1, March 1988, pp.20~29
- [25] 李光煜等, 平壤柳京饭店基岩变形特性现场测定, 岩土力学, Vol.12, No.2, Jun. 1991 pp. 15~21
- [26] 王武林, 陈静曦 .测定岩体变形特性的BEM-1-D76型钻孔弹模仪, 岩土力学, Vol. 12, No.2, Jun. 1991, pp. 81~85
- [27] 《工程地质手册》编写委员会, 工程地质手册, 中国建筑工业出版社, 1992年第3版
- [28] Menzies, B. K., Merrifield, C. M., "Measurements of Shear Stress Distribution on the Edges of a Shear Vane Blade," *Geotechnique*, No.3 1980
- [29] 中华人民共和国水利电力部, 土工试验规程, SD128-86 (第二分册), 水利电力出版社, 1987年第2版
- [30] Janbu, N., "Slopes and excavations in normally and lightly overconsolidated Clays," *Proc. of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2 1977

- [31] 黄世铭, 原位贯入试验技术的进展, 勘察科学技术, 1990年第1期, pp. 13~18
- [32] Wineland, J. D., "Borchole Shear Device," Proceedings of the Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Vol.1, ASCE, 1976, pp. 511~522
- [33] Lutenegger, A. J., Remmes, B. D., and Handy, R. L. "Borehole Shear Test for Stiff Soils," Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of ASCE, Vol.104, 1978, pp. 1403~1407
- [34] Demartinencourt, J. P. and Bauer, G. E., "The Modified Borchole Shear Device," Geotechnical Testing Journal, Vol.6, No.1. March 1983, pp. 24~29
- [35] Handy, R. L., Schmentmann, J. H., and Lutenegger, A. J., "Borehole Shear Test in a Shallow Marine Environment," Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements, STP883, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985, pp. 140~153
- [36] Lutenegger, A. J. and Timian, D. A., "Reproducibility of Borehole Shear Test Results in Marine Clay," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.10, No.1, March 1987, pp. 13~18
- [37] Lutenegger, A. J., "Suggested Method for Performing the Borehole Shear Test," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.10, No.1, March 1987, pp. 19~25
- [38] Day, S. R., and Daniel, D. E., "Hydraulic Conductivity of Two Prototype Clay Liners.," Journal of Geotechnical Engineering, Proceedings of the ASCE, Vol.111, No.8 Aug. 1985, pp. 957~970
- [39] Daniel, D. E., "Predicting Hydraulic Conductivity of Clay Liners," Journal of Geotechnical Engineering, proceedings of the ASCE, Vol.110, No.2, Feb. 1984, pp.285~300
- [40] Topp, G. C. and Binns, M. R., "Field Measurement of Hydraulic Conductivity with Modified Air-Entry Permeameter," Canadian Journal of Soil Science, No.56, 1976, pp. 139~147
- [41] Bower, H., "Rapid Field Measurement of Air-Entry Value and Hydraulic Conductivity of Soils as Significant Parameters in Flow System Analysis," Water Resources Research, No.2 1966, pp. 729~732
- [42] Reynolds, W. D. and Elrick, D. E., "In-Situ Measurement of Field Saturated Hydraulic Conductivity, Sorptivity, and the α -Parameter Using the Guelph Permeameter," Soil Science, Vol.140, No.4, 1985, pp. 292~302
- [43] Baumgartner, N., Elrick, D. E., and Bradshaw, K. E., "In-Situ Hydraulic Conductivity Measurement of Slowly Permeable Materials Using Modified Guelph Permeameter and the Guelph Infiltrometer," Proceedings, First National Outdoor Action Conference on Aquifer Restoration, Ground Water Monitoring, and Geophysical Methods, 18-21 May 1987, National Water Well Association (NWWA). Dublin, OH.
- [44] Daniel, D. E., "Hydraulic Conductivity Tests for Clay Liners," Geotechnical and Geohydrological Aspects of Waste Management, D. J. A. van Zyl et al., Eds, Lewis Publishers, Inc., Chelsea, MI, 1987, pp. 15~34

- [45] Peterson, A. M., "A Device for In-Situ Measurement of Hydraulic Conductivity," American Geophysics Union (AGU) Symposium on Advances in Hydraulic Testing and Tracer Methods, San Francisco, 10 Dec. 1985
- [46] Bagchi, A., "Landfill Geostucture Construction Using Blended Soil," International Symposium on Environmental Geotechnology, Vol. 1, Hsai-Yang, Fang Ed., Envo Publishing Co., Inc., Bethlehem, PA, 1986
- [47] Rogowski, A. S., Jacoby, E. L. Jr., Richie, E. B., Yazujian, W. M., and Dockey, P. J., "Relationship of Laboratory and Field Determined Hydraulic Conductivity in Compacted Clay Liner," Progress Report Phase II, EPADW 129-303-03-01-0, EPA, Washington, Dc, September, 1984
- [48] Anderson, D. C., Sai, J. O., and Gill, A., "Surface Impoundment Soil Liners: Permeability and Morphology of a Soil Liner Permeated by Acid, and Field Permeability Testing for Soil Liners," Contract No. 68-03-2943, U. S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, May 1984
- [49] Stewart, J. P. and Nolan, T. W., "Infiltration Testing for Hydraulic Conductivity of Soil Liners," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 10, No. 2, June 1987, PP. 41~50
- [50] Sai, J. O., and Anderson, D. C., "Field Hydraulic Conductivity Tests for Compacted Soil Liners," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 13, No. 3 September 1990, pp. 215~225
- [51] Baligh, M. M., Azzouz, A. S., Wissa, A. Z. E., Martin, R. T., and Morrison, M. J., "The Piezo-Cone Penetrometer," Proceedings of the ASCE Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, New York, 1981, pp. 247~263
- [52] Jones, G. A. and Rust, E., "Piezometer Penetration Testing," Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, May 1982, pp. 607~613
- [53] 火恩杰, 我国静力触探试验技术的发展及现状, 第三届工程勘察学术交流会论文集, 中国建筑工业出版社, pp. 80~81
- [54] 同济大学工程地质水文地质教研组, 电测静力触探, 中国建筑工业出版社, 1977
- [55] 周镜等, 从静力触探试验估计打入桩的极限承载力, 第二届欧洲触探会议 (ESOPT-II) 论文集, 1982, pp. 957~961
- [56] 谢瑛, 静力触探试验技术, 1985
- [57] 周神根, 细颗粒含量对用静力触探评价砂土液化势的影响, 岩土地震工程与土动力学新进展国际会议论文集, 1982, pp. 99~109
- [58] Mayne, P. W. and Kemper, J. B., "Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 11, No. 2, June 1988, pp. 139~147
- [59] Rad, N. S. and Tumay, M. T., "Pore-Pressure Response of the Piezocone Penetrometer," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 8, No. 3, Sept. 1985, pp. 125~131
- [60] G. 桑格列拉, 地基土触探法, 四川省建筑科学研究所译, 建筑工业出版社, 1975

- [61] 冶金部勘察科学技术研究所, 第二届欧洲触探会议论文选译, 1982
- [62] 张苏民, 标准贯入试验, 1985
- [63] Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y., "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content," *Soils and Foundations*, Vol.23, No.4, 1984, pp. 109~134
- [64] Riggs, C. O., Schmidt, N. O., and Rassieur, C. L., "Reproducible SPT Hammer Impact Force With an Automatic Free Fall SPT Hammer System," *Geotechnical Testing Journal*, Vol.6, No.4 Dec. 1983, pp. 165~172
- [65] Riggs, C. O., Mathes, G. M., and Rassieur, C. L., "A Field Study of an Automatic SPT Hammer System," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.7, No.3, Sept. 1984, pp. 158~163
- [66] Whited, G. C. and Edil, T. B., "Influence of Borehole Stabilization Techniques and Standard Penetration Test Results," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.9, No.4, Dec. 1986, pp. 180~188
- [67] Parsons, J. D., Discussion of the Previous article "Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses," *Journal of The Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE*, Vol.91, No. SM3, 1986, pp. 103~105
- [68] Seed, R.B., Harder, L.F.Jr., and Youd, T.L., "Effects of Borehole Fluid on Standard Penetration Test Results," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.11, No.4, Dec. 1988, pp. 248~256
- [69] 张苏民, 动力触探试验, 1985
- [70] 中国建筑西南勘察院, 120kg锤重动力触探试验暂行规定, 1981
- [71] Marchetti, S., "In-Situ Tests by Flat Dilatometer," *Journal of the Geotechnical Engineers Division, Proceedings of the ASCE*, Vol.106, No. GT3, 1980, pp. 299~321
- [72] Robertson, P. K. and Campanella, R. G., "Estimating Liquefaction Potential of Sands Using the Flat Plate Dilatometer," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.9, No.1, March 1986, pp. 38~40
- [73] 韩伯文, 波速法及其进展, 1985
- [74] De Albu, P., Baldwin, K., Janoo, V., Roe, G. and Celikkol, B., "Elastic-Wave velocities and Liquefaction Potential," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.7, No.2, June 1984, pp. 77~87
- [75] 罗津辉, 蔡忠理, 高岭土容重、含水量、结构特性与声波速度及动力学参数相关性的实验研究, *岩土力学*, Vol.12, No.2, Jun. 1991, pp.75~79
- [76] Moten, E. S. and Khan, A. Q., "In-Situ Shear Modulus of Sands by a Flat-Plate Penetrometer: A Laboratory Study," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.11, No.4, Dec. 1988, pp. 257~262
- [77] 钱鸿缙, 张迪民, 王杰贤, 动力机器基础设计, 中国建筑工业出版社, 1980
- [78] 《机器基础的振动分析与设计》编写组, 机器基础的振动分析与设计, 中国铁道出版社, 1987
- [79] 王祯俊, 岩土动力参数测定工作的现状及其发展方向, 1985
- [80] 郑建国, 地基抗压刚度的测试原理与方法, *机械勘察*, 1989年第2期, pp. 22~31
- [81] 王锡康, 对地基动刚度及惯性作用的研究, *岩土工程学报*, 1984年第4期

- [82] 《地基处理手册》编写委员会, 地基处理手册, 中国建筑工业出版社, 1988年第1版, pp. 696~697
- [83] 酆能惠, 朱家谟, 动态孔隙水压力传感器的研制. 大坝观测与土工测试, 1986
- [84] 王余庆等, 挤密桩法在加固可液化地基中的应用, 岩土工程学报, 1989年第2期, pp. 18~24
- [85] 郑建国, 姚克俭, 郝增志, 振动挤密碎石桩加固粉土地基试验研究, 第三届全国地基处理学术讨论会论文集, 1992年6月, 秦皇岛, 浙江大学出版社
- [86] 李君纯等, 振冲法加固砂壳坝试验研究, 岩土工程学报, Vol.4, No.4, 1982
- [87] 王盛源等, 强夯法加固长江下游河漫滩软基, 南京水利科学研究院研究报告, 1984年5月
- [88] 刘宝亨, 工程物探的发展动态, 1986
- [89] 王清玉等, 试论物探技术在水利水电工程中的作用及近年来的发展, 1992
- [90] 陈廷章, 地质雷达的技术现状, 1985
- [91] 耿奉明, 放射性勘探, 1985
- [92] Ulriksen, P., "Computer Processing Subsurface Impulse Radar Data." International Symposium of Soil and Rock Investigation by In-Situ Testing, Paris 1983
- [93] 曾国熙, 几次参加国际会议的综合汇报, 地基处理, 第1卷第1期, 1990, pp. 1~8
- [94] 张在明, 岩土工程中的现场检验与监测, 工程勘察, 1989年第6期, pp. 21~26
- [95] 徐禛祥, 地下工程试验与测试技术, 中国铁道出版社, 1984年10月第1版
- [96] 李光煜, 滑动测微计简介, 岩土力学, Vol.9, No.1, 1988
- [97] Zhang, K., "A Low-Cost Electrolytic Tiltmeter for Measuring Slope Deformation", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.10, No.2, June 1987, pp. 91~94
- [98] 黄勤, 岩土工程原型监测技术新发展, 岩土工程师, Vol.3, No.2, May, 1991
- [99] Cooper, M. R. and Fleming, P. R., "A Large-Capacity Batch Filling Water Balloon Apparatus for Deep In-Situ Density Tests", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.12, No.3, Sept.1989, pp. 222~226
- [100] Davies, M. C. R., Almedia, M. S. S., Parry, R. H. G., "Studies With Centrifuge Vane and Pentrometer Apparatus in a Normal Gravity Field", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.12, No.3, Sept. 1989, pp. 195~203
- [101] 陈愈炯, 现场和室内试验方法的新发展, 参加第十一届国际土力学及基础工程会议技术汇报, 岩土工程学报, Vol.8, No.3, May, 1986, pp. 68~71

书 讯

《地下建筑注浆工程简明手册》出版

杜嘉鸿 张崇瑞 何修仁 熊厚金 编著

出版日期: 1992年11月 定价: 9.80元

本书系统地介绍了当前用于地下建筑工程的注浆技术。书中重点介绍各种注浆材料的实用配方和室内试验方法, 同时介绍一些注浆工艺和专用设备等实际应用知识, 并以一定篇幅从理论上探讨了注浆材料的注浆机理和基本计算方法。这是一本了解和使用注浆技术的简明实用手册。

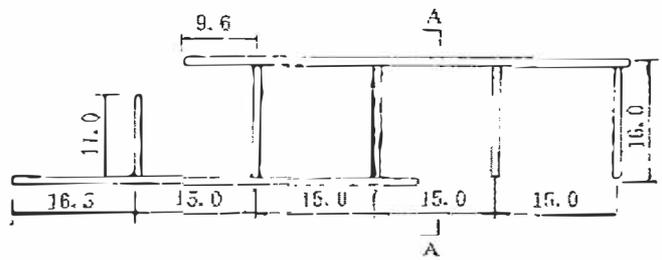
本书可供地下建筑、地基与基础、矿山建设等部门的注浆施工人员及高等院校有关专业师生参考。

铜街子水电站74.4米深承重式 地下连续墙的施工

高 钟 璞

(水利电力部地质勘探基础处理公司)

铜街子水电站位于四川省乐山市境内,系大渡河梯级开发中游段最后一级水利枢纽工程。该防渗墙位于电站坝区左深槽上,是右岸堆石坝28m高的重力式挡土墙(也是导流明渠进口左导墙的一部分)的基础。它由两道主墙和五道横隔墙组成框架式结构,墙宽1m,最深处74.4m。内设9m深之钢筋笼。该墙按其深度是目前国内最深的地下连续墙,在世界上居第六位(目前世界上最深的是加拿大马尼克3号坝的深达131m的地下连续墙)。该墙兼有承重和防渗两种功能。如图所示

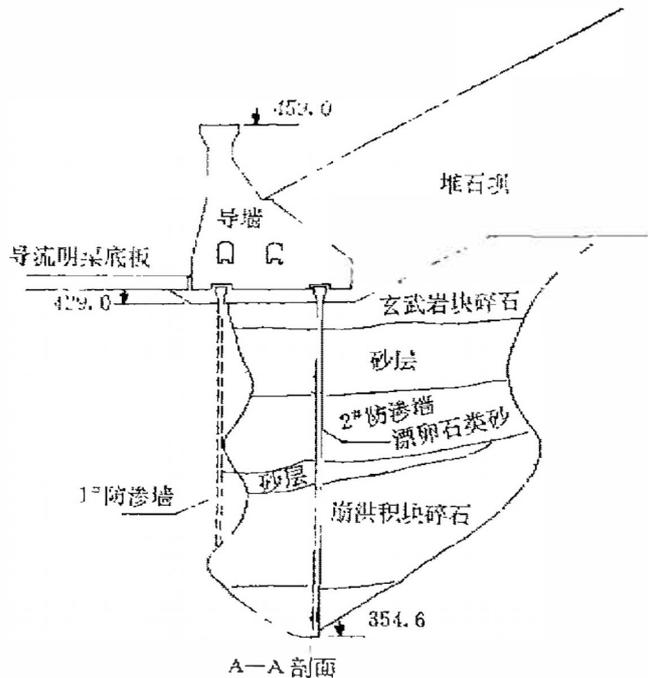


平面图

铜街子左深槽承重墙平面图1:500 单位: m

该电站以发电为主,兼顾漂木、灌溉和改善航运条件。总装机容量为60万千瓦,保证出力13万千瓦,年发电量为32.1亿度。电站工程由水电部成都勘测设计院设计,水电部第七工程局总承包,其中地下连续墙部分由水电部基础公司施工。

该墙所在的左深槽地质条件非常复杂,宽约40余m。由于深槽下部有凹崖腔,故局部区段宽度达50多m。槽底及槽壁基岩均由各种玄武岩组成。深槽横剖面形态奇特,两壁陡峭,多具凹崖腔,且在深槽一侧出现多个凹崖透置现象,凹崖腔时大时小,时



A-A 剖面

有时无, 无规律可循。局部地方平面相距不足1m之处而岩面高差可达30余m之多。

深槽内复盖层主要由新世晚期和全新世堆积物组成, 其结构组成复杂, 透水性强, 自上而下依次为冲击漂卵石夹砂和洪积块碎石卵石层, 层厚6~15m, 其间夹有粉细砂透镜体, 多成因粉细砂层, 厚8~25m不等, 中间夹有2~7m厚卵石夹砂层, 块卵石夹砂或砂壤土层, 厚15~20m, 其间夹有玄武岩大孤石, 最大直径达10余m, 且有空架结构; 冰碛卵石夹砂层或漂卵石夹砂及碎块石层深藏于底部, 厚约20~30m, 内有巨漂和大孤石群, 局部分布有砂层透镜体, 也有架空现象。靠近深槽两壁沉积的多为玄武岩块碎石, 其岩性与相邻基岩的岩性相一致。

由于左深槽复盖层较厚, 经过各种方案比较, 确定复盖层不挖除, 但是复盖层透水性强, 砂层的承载力低, 并存在地震时液化的可能性, 因此决定在位于深槽中的挡墙基础下设置两道厚1m的承重式混凝土地下连续墙(混凝土标号350#), 全断面封闭深槽并嵌入基岩1m以上, 防渗墙与深槽两侧的帷幕灌浆形成一道完整的防渗帷幕。为满足承重要求和加强两道防渗墙的横向联系, 在两道主墙之间设五道横向隔墙(混凝土标号250#), 也嵌入基岩1m以上, 并在其顶部用整体式框架联成空间结构, 两道防渗墙与五道隔墙之间采用平接。在两道主墙顶部9m的范围内配置了钢筋。

成墙施工采用22型和30型冲击式钻机连续成排造孔工艺, 粘土泥浆固壁, 混凝土由固定拌合楼拌制, 搅拌车运输, 并以输送泵将混凝土泵送至槽边, 用导管法在泥浆下向槽段内浇灌混凝土。

在建成槽施工中克服了很多困难。由于有凹崖腔, 致使很多槽段的造孔完全是在岩石中进行的。为加快施工进度, 曾在孔中采用了聚能定向爆破的方法对钻孔中所遇到的大孤石、大块石或岩石进行预爆, 而后再进行冲击钻进, 从而大大加快了施工进度。对于造孔成槽中所遇到的粉细砂层, 常采用投放粘土一碎石球的办法以加快造孔进度, 两者的混合比例为粘土:碎石=1:2~2:3。此外还对钻具进行改进, 即在十字钻头底刃上加焊坚齿, (采用15~20cm长的15kg/m或18kg/m的轻轨贴焊在钻头底刃上而成)。这样既可在冲击钻进时挤实并稳固砂层孔壁, 又可将粘土碎石挤进孔底砂层中, 以改变原有地层结构。由于使用这些方法获得了较好的钻进效果。

为保证顺利造孔和孔壁的稳定, 应自始至终向孔内供应优质泥浆, 并随时对孔内泥浆取样以监测其性能。制浆用粘土为当地产, 其主要成份为蒙脱石, 土中含有少量有机质及其他杂质, 略呈酸性。其物理指标如下表所示。

表1

比重 (g/cm ³)	天然含水量 (%)	塑 限 (%)	液 限 (%)	塑性指数
2.69	61.5	32.2	61.9	29.7

其颗粒组成如下:

粒径0.1—0.05mm者占0.3%; 粒径0.05—0.005mm者占21.7%; 粒径小于0.005mm者占78%。

在施工中所使用的泥浆的配比为: 每方泥浆加水840L, 加粘土360kg。泥浆的各项性

能指标如下表2

表2

比重 (g/cm ³)	粘度 (s)	含砂量 (%)	失水量 (cc/30min)	泥皮厚 (mm)	pH值
1.20	18—24	0.4—1.0	10—20	1—3	7—8

泥浆质量的优劣对造孔效率的影响极大, 在施工过程中配有专门质检人员对泥浆进行随机抽样检测, 合格的泥浆方可放入浆池, 不合格重新调配。在这一工程施工中总计抽检了28000多次。此外, 还针对不同的地层调整泥浆的性能, 以配制适应各种不同地层优化泥浆。

造孔使所用的钻具为十字型冲击钻头, 直径1.0—1.1m, 重2.2—2.7t。

成槽施工中的槽段长度分别为: 主墙槽段长度以6.0m为主, 隔墙槽段长度以8.0m为主。主墙和隔墙的主孔长度均为1.0m, 付孔长度根据本工程的地层情况以及造孔深度较大的特点, 应以较小付孔为宜, 试验表明付孔采用1.0~1.2m时工效较高, 孔斜率也易于保证。

主墙浇筑的混凝土为350*, 抗渗标号不小于B_s, 弹性模量 2.0×10^4 — 2.3×10^4 MPa, 坍落度10~22cm, 骨料为二级配。主墙混凝土配合比如下表3。

表3

水泥标号	水灰比	每立方米混凝土材料用量(kg)					
		水泥	水	砂	砾石		外加剂
					5—20mm	20—40mm	
525*	0.55	384	264	519	425	637	0.96

浇筑时的混凝土面上升速度不低于2m/h。

施工现场的临建设施主要有大型泥浆搅拌站一座, 内设15台2m³卧式泥浆搅拌机, 6台200/40泥浆泵, 1台9m³空压机, 3个容积为110m³的贮浆池。此外还设工地泥浆试验室一个, 共占地750m²。粘土堆料场上搭有防雨棚, 占地550m²。

供水站的抽水泵房设2台6"离心泵, 左、右要各设一个容积150m³和300m³的水池。安装6吋及4吋供水管各一条, 分别供钻场和泥浆棚用水。

施工用电由2台750KVA变压器供应。施工钻机CZ—30型冲击钻共24台, 钻机平台为钢筋混凝土结构。造孔过程中所产生的废碴、废浆由排碴沟排至集碴坑中, 废碴则用反铲挖出后用自卸卡车运至废料场。

该防渗墙工程于84年初开始准备, 前后经两期施工。第一期施工于1984年5月15日至1985年3月15日。第二期工程自1985年11月初至1986年6月28日总计十八个月。由于地质情况复杂, 地层中大孤石较多, 有的槽孔又完全是在岩石中造孔, 工程十分艰巨。全槽平均造孔工效1.73m/d。其中砂砾石层为2.36m/d, 漂卵石层为2.13m/d, 孤石为1.12m/d, 反坡岩层为1.18m/d, 墙底基岩为0.76m/d, 混凝土接头为1.26m/d。

两期工程总计完成造孔进尺9661m, 浇筑混凝土11586m³, 成墙截水面积7954m², 下设钢筋笼22个, 合计115.4t, 预埋灌浆管27根共549m, 埋设各种观测仪器68件, 测斜管两套。总造价743.6万元。

现在该墙顶上部的28m高的重力式明渠导墙已建成, 该墙的承重作用已发挥。