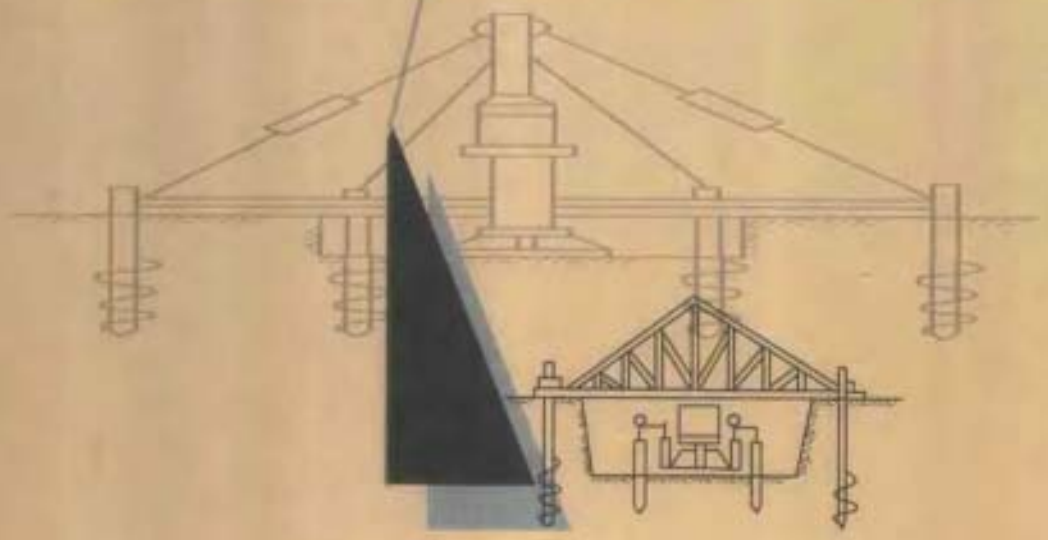
南京水利科学研究院土工研究所 编著

人民交通出版社
China Communications Press

土工试验技术手册

TUGONG SHIYAN JISHU SHOUCE



组稿编辑／吴有铭
责任编辑／吴保宁



ISBN 7-114-04595-6
9 787114 045950 >

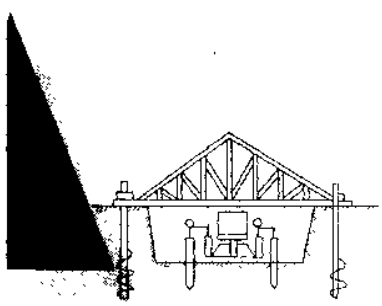
ISBN 7-114-04595-6
定价：46.00元

南京水利科学研究院土工研究所　编著

人民交通出版社
China Communications Press

土工试验技术手册

TUGONG SHIYAN JISHU SHOUCE



内 容 提 要

本手册共分为六篇计51章，重点介绍岩土工程与土力学研究中的主要试验研究手段，包括常规土工室内试验、土动力学试验、土工合成材料试验、离心模型试验、原位测试技术与原型观测技术等项内容。手册中对试验的原理、方法和试验中应注意的关键技术问题作了较为详尽的介绍。书中特别增加了土工离心模型试验技术与土工合成材料测试技术的相关篇章，是为了推动新技术的应用与发展。

本手册适合土木、交通、水利、建筑、电力、能源行业相关专业的工程、设计人员和大专院校师生阅读、使用。

图书在版编目（CIP）数据

土工试验技术手册/南京水利科学研究院土工研究所编著．—北京：人民交通出版社，2003
ISBN 7-114-04595-6

Ⅰ．土… Ⅱ．南… Ⅲ．土工试验—技术手册
Ⅳ．TU41-62

中国版本图书馆CIP数据核字（2003）第010228号

土工试验技术手册
南京水利科学研究院土工研究所 编著
正文设计：孙立宁 责任校对：刘高彤 责任印制：杨和力
人民交通出版社出版发行
（100013 北京和平里东街10号 010-64216602）
各地新华书店经销
北京交通印务实业公司印刷
开本：787×1092 1/16 印张：28.75 字数：707千
2003年4月 第1版
2003年4月 第1版 第1次印刷
印数：0001—4000册 定价：46.00元
ISBN7-114-04595-6

前言

本手册包括土工室内试验、土工合成材料试验、离心模型试验、原位测试技术与原型观测技术等项目内容。编写时我们注重内容的实用性，强调为工程设计服务，重点解决工程应用方面的技术问题。为此，我们参阅了国内外有关的手册资料，书中着重介绍了我院几十年期间所取得的经验及国内众多兄弟单位的成果。

为了读者阅读的方便，在编写时各篇保持各自相对的独立性。为使读者对书中内容有较系统的全面了解，各篇章一般均介绍各项技术的发展历史、基本原理、方法的优缺点、操作中应注意的事项以及成果的应用等内容。其目的是希望使初学者能较快地掌握和应用，对要深入研究该项技术的读者，能对该技术的发展现状有一个基本的了解，以便于在前人的基础上有新的发展。

手册共分为六篇，第一篇室内土工试验由盛树馨编写，第二篇土动力特性试验、第三篇土工合成材料由马梅英编写，第四篇原位测试由张诚厚编写，第五篇离心模型试验由章为民编写，第六篇土工原型试验与观测由熊国文、方水凯编写。全书由章为民、陈生水主编、统校。

在编写工作完成之后，我们想强调的是，虽然编写时各部分的内容是独自介绍的，但在解决岩土工程问题时它们的内容是相互联系、相互印证的。岩土材料是最为古老而应用广泛的工程建筑材料，也是性质最为复杂的、多样性的工程建筑材料。在工程实际中，土工试验与岩土力学研究、与工程建设的关系及其作用如图 0-1 所示。钻孔取土进行室内土工试验是工程中常用的方法，它提供了设计、研究所需要的基本物理力学性质参数；原位试验方法是最有发展前途的试验方法，它可以减少或避免由于取样而带来的扰动干扰；离心模型方法是一项土工整体模型试验的新技术，也是研究工程机理、检验计算理论、比选优化设计的有效方法；应用原

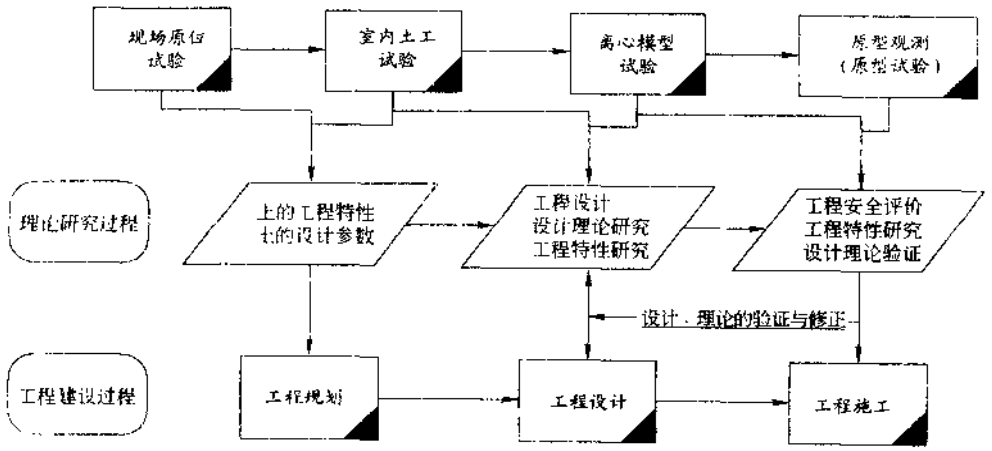


图 0-1　土工试验与工程、研究的关系

型观测技术对工程的施工及运行过程进行监测，一方面用来指导施工过程、评价工程的安全性，另一方面也是检验设计计算理论、积累对工程的认知经验的必要步骤。

由于土的多样性和复杂性，目前的岩土力学理论还不能完善地解决所有的复杂工程问题。采用原位试验与室内测试相结合，离心模型试验与数值计算相结合，原型观测与理论分析相结合的研究方法，是解决岩土工程问题的必由之路。

土工合成材料的出现为解决岩土工程问题开创了一个新的途径。近年来，土工合成材料的应用范围快速拓宽，充分证明了这项技术的生命力。但是在土工合成材料的应用上还存在一些问题，认识上也存在一定的误区。把土工合成材料试验作为单独一篇，符合目前岩土力学的发展趋势与要求，也是为了突出其重要性，希望能够促进土工合成材料应用的健康、快速发展。

综上所述，土工试验的各项内容都是围绕一个共同的最终目的：为工程的安全服务，为工程的经济性服务。应该说，上述原则已为越来越多的人所接受，但在实践中仍存在一些认识上的偏差。如对钻孔原位测试结果的重视程度远不及钻探取土的室内试验，在设计中考虑不足；对室内试验不了解，参数选用错误，导致工程出险；对离心模型试验的作用认识不足，把整体模型试验与单元特性试验混为一谈，实际上将理论计算与模型试验相结合，才是做出安全节省设计的好方法；一些工程的监测工作，在没有深入了解工程设计意图及结构物和地基的受力工作特点的情况下，盲目设置观测项目，没有发挥原型观测检验理论、完善设计、监测运行、确保安全的作用。更有甚者，不能正确分析评价观测数据，以致工程失事后才发现测量数据已显示出工程处于临界状态，而未及时发现。

下面我们列举一些工程实例来说明土工试验技术在工程建设中的实际作用与意义。

一、土的工程特性与土工试验

粘土的工程特性与分类定名对工程选型及施工程序的影响。

湛江一区码头建于20世纪50年代，完工后即发生变形过大的问题，至20世纪70年代已无法使用。为此，交通部要求我院研究码头产生位移的原因。很长时期，工程界一直认为湛江附近的粘土为超压密粘土。在此次调查中，我院进行了较系统的细致研究，从土的物理力学特性中发现了问题：该地区土的压缩特性、强度特性及土的应力—应变关系具有很强的结构性，并非是超压密土而是欠压密土，土的结构性受到破坏后力学特性发生恶化，这是工程失败的主因。根据工程失败的原因，找出了解决的办法，即选择轻型结构、安排合理的施工程序，以免扰动地基土的结构性。新的设计避免了以前的缺点，获得了成功。

20年后在雷州半岛至海口的跨海轮渡码头防波堤的挤淤深度达不到设计要求，其原因也是对此处土性判断不确切所致，土的结构性较大，对预期的挤淤深度估计过大。

二、离心模型试验技术

1.用离心模型试验确定五湾码头的破坏原因

深圳五湾码头建成二年后发生坍塌。由于码头坍塌前曾进行了挖泥、疏浚，通过理论分析对码头的破坏原因形成了两种意见：一种意见认为由于疏浚开挖，减小了码头前的平衡压力，引起破坏；另一种意见认为地基强度不足是造成坍塌的原因。为了准确分析破坏的原因，进行了离心模型试验。试验结果表明，疏浚开挖所引发的破坏形式是码头向前倾覆；地基强度不足造成的破坏是码头向后倾覆。对照码头实际破坏现象——向后倾滑，由此推断，该码头的破坏

并非是疏浚开挖所致，而是土质较差、地基强度不足所造成的。

2.离心模型试验比选瀑布沟坝基防渗墙设计方案

瀑布沟水电站坝基覆盖层深厚，达70余米，设计拟采用坝基覆盖层防渗墙防渗方案。该坝坝体巨大，覆盖层深厚，防渗墙与心墙的连接形式及其防渗墙的墙体应力是该坝的技术关键。由于深厚覆盖层的防渗墙设计计算尚无成熟的理论可依，对于几个设计方案的优劣难以判断，设计人员难下决心取舍。为此，进行了离心模型试验，目的是验证设计、比选、优化设计方案。通过离心模型试验证实，插入式方案墙体的最大应力不超过40MPa，消除了设计人员的顾虑，为最终确定方案提供了有力的证据。

三、原位测试技术

1.孔压静力触探测定固结系数

孔压静力触探试验测订的固结系数更接近实际，能反映透水夹层的作用，所测的固结系数较室内试验大得多，由此所确定的固结过程更接近实际，可以为预压时间的设计提供可靠的依据。

2.用十字板强度进行施工程序的控制

(1)在软基筑坝的工程中，在坝体自重的作用下，坝基得到加固，强度提高，工程可以采用分期施工的做法，逐级加大坝高。其主要依据是间隔一段时间后，土体发生固结，用十字板试验测定强度的增长情况，采用后续的二期、三期工程使大坝逐级加高。浙江的杜湖水库、英雄水库就是很有名的应用实例。

(2)在宁波等地曾以十字板强度值确定临界填土高度，其值为2.5～3.0m。在筑坝及筑路堤时，以此临界值将填土分为两个阶段，填土高度低于临界高度可采取较快的施工进度，以此争取到更长的工期，使后面的施工可有充裕的时间进行预压加固。在宁波高速公路路堤及英雄水库大坝都是根据此项原则施工的。

(3)由十字板强度沿深度的分布确定地基滑动面的位置。我们曾在软基筑堤的失稳地段，沿滑动体断面做3～4孔十字板试验，在某一深度上测到十字板强度突然降低的情况，把各孔的强度突降点连线，可测知滑动面的位置，依滑动面的分布范围，提出修复方案。

3.标准贯入试验检验加固效果

在碎石桩加固地基形成复合地基的工程项目中，广泛采用标准贯入试验检测地基加固效果，确定地基承载力提高的数值。在唐山砂土地基，为提高抗液化能力，采取加固措施后，也以标准贯入击数，检验抗液化的能力。

四、原型观测技术

1.控制施工过程确保施工安全

(1)深基坑开挖(真空降水与基坑开挖联合作用)，预计孔压降低数与边坡稳定安全系数的关系，在保证基坑边坡稳定的条件下要求孔隙压力要达到某一数值，当现场观测值达此数值再开始第二级开挖，以确保施工安全。

(2)在高速公路工程中，由沉降过程线推求最终沉降量，确定工后沉降量低于设计值的时间，以此选定路面施工的时间。

(3)在真空预压工程中，以负孔隙压力的数值确定揭膜时间。

(4)由孔压消散、水平位移、沉降等情况，修正软基筑堤的填筑速率，修改设计，加快施工

进度。

2. 为地基设计提供经验参数

在采用碎石桩形成复合地基时，桩和桩间土分担的压力是不同的，我们在多项工程的荷载试验中，分别测量了桩体及桩间土分担的压力值，由此确定桩土应力比，为复合地基承载力及沉降量的设计提供了经验参数，现已用于复合地基设计规范中。

3. 发现工程隐患，为修改设计方案提供依据

(1)为研究上海张华浜码头损坏的原因，进行了几年的监测与再分析，发现地基的不均匀沉降是造成码头损坏的主因，由此改变了上海地区码头的结构形式，从而避免了不均匀沉降产生的破坏。

(2)在浙江玉环地区一座土坝的观测，测到坝体裂缝的展开及巨大的沉降量(达 10m 以上)，对坝体的工作状态有了明确的了解，为修复土坝提供了依据，该坝已修复蓄水。

4. 监测工程运行情况，为运行安全提供决策依据

(1)湖南株树桥坝在 1992 年建成后，大坝渗漏量、沉降、位移及周边缝变形不断增加，经分析是面板止水拉裂，并形成空洞所致。于 2 000 年放空水库进行抢险加固处理，确保了工程安全。

(2)1985 年长江三峡的新滩发生大滑坡，2 000 万 m^3 堆积体连同新滩古镇一并滑入长江，但由于进行了安全监测，滑坡前已作出了准确的预报，险区的居民全部提前撤出，无一伤亡。

编者

2002 年 12 月

序一

土力学的内容包括4个方面，即理论土力学、计算土力学、实验土力学和应用土力学。计算土力学是近代随着电子计算机技术的发展而出现的，而理论土力学和应用土力学（工程实用土力学）则是在20世纪40年代就由土力学奠基人Terzaghi撰写过，近年来本人也分别撰写了《理论土力学》和《计算土力学》两本专著。惟有实验土力学，虽然就其个别方面的内容，编写过小册子和手册，但至今缺少一本系统完整的著作。本书的问世在一定意义上填补了这方面的空白。

按照本人的理解，土力学的实验包括3个方面的内容，即机理实验、特性实验和物理模型（模拟）实验。机理实验是少数研究人员专门为研究力学现象发生的机制而做的，只要在发表论文时加以说明即可，没有必要向广大读者介绍。特性实验虽然也有机理实验的内容，但主要是为测定计算参数服务的。物理模型实验的目的则是为了寻求边值问题和工程问题的解答，特别是要预测工程做好以后可能发生的变形和破坏。本书共分六篇，内容包括土的物理、化学和力学特性试验、原位测试和离心模型试验，而且特别对近年来广泛流行的土工合成材料单列一篇予以介绍。至于第六篇原型观测，虽然不属于实验土力学的内容，但两者有密切的联系。本书内容相当完整，可以作为实验土力学的参考读本。

本书的每一部分都从叙述试验方法的基本原理开始，详细介绍试验步骤、相关的测试技术和所用的仪器，以及最后的测试成果的整理，使读者对这一方法有全面的了解，方便读者参照相关内容自己动手进行试验。因此，本书既是一本土工试验人员必备的手册，又可作为土工试验知识的参考读物，本人乐意向广大读者推荐。

中国科学院 院士
沈珠江
2002年12月于清凉山麓

序二

在岩土工程中，土工试验为工程设计提供基本参数，而现场测试则是检验理论计算、监理施工质量和控制工程安全的主要手段。这些方法已经在国内外获得广泛应用，并经过多年实践的积累和考验，已经形成了一定的规矩。但是，现有的一些土工试验和观测方法还远不是十全十美的，特别是近来有不少迹象表明，土工常规试验和观测的质量与以前相比，不但没有提高反而有所降低，其主要原因在于设备老化和人员素质退化。造成这些现象的根本原因不在于技术问题，而在于有关方面不够重视土工常规试验和观测工作。

此外，近年来岩土工程试验技术有了不少新的发展，不仅其测试工作大量地从室内发展到现场，还采用了一些新技术和新方法。例如，土工合成材料已广泛地用于地基加固，但是其性能必须事先经过仔细检验；离心模型试验可用来研究建筑物地基破坏的原因和机理，并用于检验和优选设计方案。这些技术已在实际工程中应用，但是还缺乏适当和统一的规程，以致它们的试验设备和技术等尚不能完全规范化。

本手册参考了国内外有关资料，并着重介绍了南京水利科学研究院在几十年内所取得的成果和国内外许多兄弟单位的经验，其内容不仅包括土工室内试验、原位测试和原型观测，还包含了土工合成材料试验和离心模型试验，适当地补充或填补了这方面的缺口和空白。本手册的编写和出版无疑将大大促进这些试验方法和技术的提高和发展。

中国水利学会、中国土木工程学会
土工试验仪器专业委员会 主席
魏汝龙
2002.12

目录

第一篇　室内土工试验

第一章　概论 …… 3
第二章　土的工程分类 …… 6
　第一节　目的和适用范围 …… 6
　第二节　一般要求 …… 8
　第三节　土的分类 …… 11
　第四节　土的简易鉴别和描述 …… 15
第三章　土样和试样制备 …… 18
　第一节　目的和适用范围 …… 18
　第二节　试样制备 …… 18
　第三节　试样饱和 …… 20
第四章　含水率及界限含水率试验 …… 23
　第一节　含水率试验 …… 23
　第二节　界限含水率试验 …… 26
第五章　密度试验 …… 34
第六章　比重试验 …… 37
第七章　颗粒分析试验 …… 41
第八章　相对密度试验 …… 50
　第一节　定义和目的 …… 50
　第二节　最大孔隙比试验 …… 50
　第三节　最小孔隙比试验 …… 51
　第四节　试验方法的比较 …… 52
第九章　击实试验 …… 54
第十章　承载比试验 …… 59
第十一章　回弹模量试验 …… 62
第十二章　渗透试验 …… 65
第十三章　固结试验 …… 70
　第一节　试验原理与目的 …… 70
　第二节　试验方法 …… 73
　第三节　影响试验的几个因素 …… 81
第十四章　三轴压缩试验 …… 86

第一节　目的和试验类型 …… 86
第二节　仪器设备 …… 89
第三节　试样制备和饱和 …… 92
第四节　试验步骤 …… 94
第五节　三轴试验中应注意的问题 …… 98
第六节　特殊三轴仪介绍 …… 99
第七节　非饱和土孔隙压力的测定 …… 102
第十五章　无侧限抗压强度试验 …… 104
第十六章　直接剪切试验 …… 106
第十七章　反复直接剪切试验 …… 111
第十八章　无粘性土休止角试验 …… 115
第十九章　毛管水上升高度试验 …… 118
第二十章　土的化学性试验 …… 121
第一节　概述 …… 121
第二节　易溶盐测定 …… 122
第三节　中溶盐测定 …… 132
第四节　难溶盐测定 …… 134
第五节　有机质测定 …… 136
第六节　酸碱度测定 …… 137
第二十一章　土的矿物组成试验 …… 139
附录 …… 144
附录 A　试验资料的整理与试验报告 …… 144
附录 B　土样的要求与管理 …… 145
附录 C　室内土工仪器通用要求 …… 147
附录 D　Duncan　E、μ 模型参数的整理 …… 148
附录 E　Duncan　E、B 模型参数的整理 …… 150
参考文献 …… 153

第二篇　土动力特性试验

第一章　概论 …… 157
第一节　动荷载 …… 157
第二节　常用的土动力指标 …… 157
第三节　测定动力指标的试验方法 …… 159
第二章　动三轴试验 …… 164
第一节　试验原理 …… 164
第二节　试验设备 …… 164
第三节　试验操作要点 …… 165
第四节　资料整理 …… 167
第五节　记录表格 …… 174

第六节　有关问题 …… 175
第三章　动单剪试验 …… 177
第一节　试验原理 …… 177
第二节　试验设备 …… 177
第三节　试验操作要点 …… 177
第四节　资料整理 …… 178
第五节　记录表格 …… 180
第四章　共振柱试验 …… 182
第一节　试验原理 …… 182
第二节　试验设备 …… 182
第三节　试验操作要点 …… 183
第四节　资料整理 …… 184
第五节　记录表格 …… 188
参考文献 …… 189

第三篇　土工合成材料

第一章　概论 …… 193
第一节　简介 …… 193
第二节　土工合成材料的原材料、产品种类及功能 …… 193
第三节　土工合成材料的试验内容 …… 195
第二章　物理和力学特性试验 …… 197
第一节　土工合成材料试验的共同规定 …… 197
第二节　物理性能指标试验 …… 198
第三节　力学性能指标试验 …… 201
第三章　水力特性试验 …… 210
第一节　水力特性试验项目 …… 210
第二节　孔径试验 …… 210
第三节　渗透试验 …… 215
第四章　土与土工合成材料界面摩擦试验 …… 223
第一节　土与土工合成材料相互作用试验 …… 223
第二节　界面摩擦试验 …… 223
第五章　复合型和特种土工合成材料试验 …… 228
第一节　两种复合型土工合成材料——塑料排水板和软式透水管的试验 …… 228
第二节　特种土工合成材料土工格栅、土工网及土工带的试验 …… 231
参考文献 …… 238

第四篇　原位测试

第一章　概论 …… 241

第一节 概述 …… 241
第二节 原位测试与室内试验的比较 …… 241
第三节 常用的原位测试方法及其适用性 …… 242
第二章 载荷试验 …… 245
第一节 平板载荷试验 …… 245
第二节 螺旋板载荷试验 …… 248
第三章 静力触探 …… 251
第一节 概述 …… 251
第二节 主要设备及探头的标定 …… 251
第三节 现场试验操作 …… 254
第四节 测定的影响因素 …… 255
第五节 试验成果的应用 …… 257
第四章 十字板剪切试验 …… 268
第一节 概述 …… 268
第二节 十字板剪切试验设备 …… 268
第三节 试验的技术要求 …… 270
第四节 试验原理 …… 270
第五节 影响因素及实际应用的综合考虑 …… 271
第六节 成果应用 …… 275
第五章 标准贯入试验 …… 282
第一节 概述 …… 282
第二节 试验设备及操作技术要点 …… 282
第三节 成果的校正 …… 284
第四节 标准贯入试验的应用 …… 285
第六章 动力触探试验 …… 289
第一节 概述 …… 289
第二节 设备及技术要求 …… 289
第三节 影响成果的主要因素 …… 290
第四节 成果的应用 …… 292
第七章 旁压试验 …… 295
第一节 概述 …… 295
第二节 仪器设备 …… 295
第三节 一般技术要求 …… 297
第四节 试验资料整理与特征值的选定 …… 298
第五节 影响成果和精度的主要因素 …… 301
第六节 成果的应用 …… 302
第八章 波速测试 …… 305
第一节 跨孔法 …… 305
第二节 单孔法 …… 308
第三节 面波法(又称稳态振动法) …… 308

参考文献 …… 310

第五篇　离心模型试验

第一章　概论 …… 315
第一节　模型试验的意义 …… 315
第二节　离心模型试验技术的发展简史 …… 316
第三节　离心模型的试验原理与特点 …… 320
第二章　相似原理与相似条件 …… 324
第一节　相似的概念 …… 324
第二节　相似定理 …… 325
第三节　量纲分析方法 …… 326
第四节　根据基本方程推导相似条件的方法 …… 328
第三章　离心模型的主要试验设备 …… 333
第一节　土工离心机 …… 333
第二节　离心模型测试系统 …… 334
第三节　离心模型试验配套设备装置 …… 339
第四章　离心模型试验模拟技术 …… 346
第一节　模型土样的制备 …… 346
第二节　粒径效应与几何尺寸效应问题 …… 349
第三节　边界效应 …… 350
第四节　离心模型试验的误差与精度问题 …… 351
第五节　模型的模拟 …… 353
第六节　土石坝填筑变形的离心模拟方法 …… 354
第五章　应用举例 …… 358
参考文献 …… 370

第六篇　土工原型观测

第一章　概论 …… 375
第一节　土工原型观测的必要性 …… 375
第二节　土工原型观测技术的发展 …… 375
第三节　土工原型观测的主要内容 …… 376
第二章　表面变形观测 …… 378
第一节　观测目的和一般要求 …… 378
第二节　测点、工作基点及基准点的设置 …… 378
第三节　观测方法与精度要求 …… 380
第四节　资料整理与分析 …… 382
第三章　内部沉降观测 …… 385
第一节　目的和一般要求 …… 385

第二节　观测仪器及安装埋设 …… 385
第三节　观测方法与精度要求 …… 392
第四节　资料整理及分析 …… 394
第四章　内部水平位移观测 …… 397
第一节　目的和一般要求 …… 397
第二节　观测仪器与安装埋设 …… 397
第三节　观测方法与精度要求 …… 404
第四节　资料整理与分析 …… 407
第五章　孔隙水压力观测 …… 409
第一节　目的和一般要求 …… 409
第二节　观测仪器与安装埋设 …… 409
第三节　观测方法与精度要求 …… 414
第四节　资料整理及分析 …… 415
第六章　土压力观测 …… 417
第一节　土中土压力观测 …… 417
第二节　接触土压力观测 …… 420
第七章　土工原型观测自动化 …… 423
第一节　目的和一般要求 …… 423
第二节　水管式沉降仪等目测仪器的自动化改造 …… 423
第三节　自动化系统的结构与组成 …… 424
第四节　自动化系统软件的主要功能 …… 425
第八章　工程实例 …… 427
第一节　鲁布革心墙堆石坝原型观测简介 …… 427
第二节　莆田北洋海堤试验段现场测试简介 …… 433
参考文献 …… 442

第一篇　室内土工试验

第一章 概 论

近30年内，为了解决建筑物的地基、斜坡路基、堤坝挡墙、铁路桥隧、地下建筑、港口码头等各类工程的岩土问题，提出了一系列新的理论和新的设计方法。例如：根据岩土特性、针对工程特点，可以设计相应的应力—应变关系，给定数值计算模型，以便了解土体在工程使用期间的性状，这是岩土力学新理论的发展。然而，新的岩土力学理论要变成工程实践，相应的测试方法也应有新的发展。如果各项岩土参数测试不正确，那么不管设计理论和方法如何先进、合理，工程的精度仍然得不到保证，所以土工测试是从根本上保证岩土工程设计的精确性以及经济合理的重要手段。

在整个岩土工程中，土工测试与理论计算和施工检验是相辅相成的三个环节。土工试验是岩土工程规划和设计的前期工作。该项工作不仅在工程实践中十分重要，而且在学科理论的研究和发展中也起着决定性作用。例如早期的摩尔—库仑强度理论、达西定律、压实理论等土力学理论几乎都是基于实验测试的结果。又如土的非线性应力—应变关系及应力路径的描述，使岩土工程性状的分析工作得以提高到新的水平，它也是通过实验建立起来的。可以说，土工测试在工程实践中是以土力学理论为指导，而土力学理论又是以土工测试为依据。由此看来，土工测试无论对岩土工程还是对土力学的发展均占有相当重要的作用。

然而，土是天然形成的复杂材料，其性质受到土的密度、含水率、颗粒大小以及孔隙水中的化学成分等多种因素的影响。当土体与建筑物共同作用时，其力学性质又因受力状态、应力历史、加荷速率和排水条件的不同而变得更加复杂。在试验时，若要考虑所有因素的影响是有一定困难的，因此必须抓住主要因素给以简化，并以此建立试验模型。

根据试验原理，设计试验方法时，所预想的情况也是多种多样的。例如土的强度试验，如何选定试验方法，包括剪切类型（不固结不排水剪、固结不排水剪和固结排水剪）、试验方式（直剪、单剪、三轴）、控制形式（应力控制、应变控制）等。在通常的技术条件下，要进行适合各种情况的土工试验是有困难或者是不经济的，为此，应将试验方法标准化。所以说，作为设计依据的土的各种参数，均是在高度简化条件下测定的，试验人员和设计人员对此应有充分的认识。

综上所述，试验人员正确地认识土工试验的作用及其局限性是非常重要的。土工试验成果因试验方法和试验技巧的熟练程度不同，会有较大的误差。为了使土工试验能够比较正确地反映实际土的性质，试验人员必须掌握土工试验基本理论、基本知识和基本技能。

本篇着重介绍室内土工试验，有关原位测试和原型观测在后面各篇介绍。

现将室内岩土物理性和力学性试验项目及其成果的应用列于表1-1-1。

土工试验项目一览表 表 1-1-1

种类	试验项目	试验成果	成果的应用	备注
土的物理性试验	含水率试验	含水率(w)	计算土的基本物理性指标	
	界限含水率试验 液限试验 塑限试验 收缩试验	液限(w_L) 塑限(w_p) 塑性指数(I_p) 液性指数(I_L) 缩限(w_2) 收缩比 体缩 线缩	利用塑性图进行土的工程分类 判断土的状态	
	密度试验	土的密度(ρ) 土的干密度(ρ_d)	计算土的基本物理性指标及土的压实性	土的容重为 $\gamma = \rho g$
	比重试验	土粒比重(G_s)	计算土的基本物理性指标	
	相对密度试验 最大孔隙比 最小孔隙比	相对密度(D_r) 最小干密度(ρ_{dmin}) 最大干密度(ρ_{dmax})	判断砂砾土的状态	
	颗粒大小分析 筛分析 沉淀法分析	颗粒大小分布曲线 有效粒径(D_{10}) 不均匀系数(C_u) 曲率系数(C_c)	用于土的工程分类及作为材料的标准	
土的力学性试验	击实试验 CBR 试验	含水率与干密度曲线 最大干密度(ρ_{dmax}) 最优含水率(w_{op}) CBR 值	用于填土工程施工方法的选择和质量控制 用于路面设计	
	渗透试验 常水头试验 变水头试验	渗透系数(k)	用于有关渗透问题的计算	
	固结试验	孔隙比与压力曲线 压缩系数(a_v) 体积压缩系数(m_v) 压缩指数(C_c) 回弹指数(C_s) 先期压力(p_c) 时间与压缩曲线 固结系数(C_v)	计算粘性土体的沉降量 计算粘性土体的沉降速率	

续上表

种类	试验项目	试验成果	成果的应用	备注
土的力学性试验	剪切试验 直接剪切试验 无侧限抗压强度 三轴剪切	抗剪强度参数 内摩擦角：φ_q，φ_{cq}，φ_s 凝聚力：c_q，c_{cq}，c_s 抗压强度，q_u 灵敏度，S_t 应力—应变关系 内摩擦角：φ_u，φ_{cu}，φ_d 凝聚力：c_u，c_{cu}，c_d 孔隙水压力系数：A，B 应力—应变关系	计算地基、斜坡、挡土墙等的稳定性	

第二章　土的工程分类

第一节　目的和适用范围

一、我国沿用很久的土的两种分类法

我国沿用很久的土的两种分类法是按颗粒粒径大小分类法(三角坐标分类法)和按塑性指数分类法,在实践中也积累了许多资料,对工程建设发挥了应有的作用。随着科学技术的发展和工程实践证明,发现两种分类法都存在一定的不足之处。

1.按颗粒粒径大小分类存在的缺点

土的粒度与粗粒土(砂、砾)的工程特性有十分密切的关系。例如粗粒土的透水性、渗透稳定性、毛管性与压实性等,在很大程度上取决于土的粒径大小及其级配特性。而控制细粒土特性的却不是单纯的粒度组成,更重要的是它们的矿物组成及颗粒分散度、土粒表面吸附阳离子的种类等,所以按粒径大小分类不能反映其性质。对粗粒土,所含细粒部分对土料的性质有很大的影响。例如砾石料中含有10%的细粒土,它的透水性就会相差千倍或万倍,强度变化也会很大,所以撇开所含细粒土,单纯按砾石分类,就不能反映粗粒土的真正特性。再一个是颗粒级配对粗粒土也有很大影响,两种土的含砾量差不多,但颗粒级配曲线陡度不同,其渗透系数会相差百倍,所以级配因素也应考虑。在三角坐标分类法中就缺少这些因素。

2.按塑性指数分类法存在的缺点

细粒土的塑性指数是综合反映土的粒度组成、矿物成分以及土表面吸附的阳离子成分等方面特性的灵敏指标,但研究表明,单纯的塑性指数指标不能全面描述土的工程特性。事实上,塑性指数相近的两种细粒土,性质未必相近,甚至相差很大。就是说尽管两种土的塑性指数相近,但随着土的液限的变化,土的各种性质也相应变化。塑性指数与土的工程性质的关系,见表1-2-1。

土性随 W_2 与 I_p 的变化　　表1-2-1

土　性	w_1 相等,I_p 增大时	I_p 相等,w_L 增大时
压缩性	大致相同	增大
透水性	减小	增大
干强度	增大	减小
体积变化率	减小	—
韧性	增大	减小

二、国家标准《土的工程分类》规定采用粗细粒土统一体系的分类法

根据全国许多单位提供的大量资料,通过统计分析,并参考当今世界上一些国家的分类

法，国家标准《土的工程分类》规定采用粗细粒土统一体系的分类法。

该分类法是根据国外许多国家广泛应用的分类法的基本原理，结合我国实际情况制订的。此分类法的特点是按土的基本工程属性，即粒径、级配、塑性及压缩性等，将土分成几大类，每类给以符号，对同一类中各种土的具体特性，用文字加以描述，以区别同一类中的其他土。此外，本分类法可利用目测法进行土的大致分类。

该分类法用于土的鉴别、定名和描述，以便对土的性状作定性评价。

鉴别各类土的方法：一种是目测法，常用于现场钻孔或挖试坑调查土料，提供工程初步设计阶段的土名；一种是实验室试验的方法，按颗粒大小及界限含水率来确定土的基本属性进行分类，在工程技术设计阶段结合土的综合指标，综合分析土的特性时使用。

三、国外土分类的简况

目前国外许多国家先后制定了该国统一的土的工程分类标准，一些国家的土的主要分类法如下：

(1)美国统一分类法(USCS)，美国材料试验学会(ASTM，编号为 D2487)；

(2)日本《土质分类法》(JUSCS)；

(3)英国《土的工程分类法》(BSCS，编号为 BS 5930)；

(4)德国《土的工程分类》(DIN 18196)；

(5)印度的 IS 1498；

(6)瑞士的 SNV 70005；

(7)中国的《土的工程分类》(GBJ 145)。

以上许多国家的分类标准中，最早的是美国统一分类法，其他国家分类法的体系都与该分类法基本一致，只是有些界限划分上有所差异。统一分类法是美国垦务局和陆军工程兵团在卡萨格兰特(Casagrande)教授领导下，以他早期制定的机场分类法为基础，于 1952 年提出的，后来由美国材料试验学会正式定为统一标准。

通过对以上许多国家分类法的分析，可看出它们的特点：

(1)各国的土的分类体系，不仅在本国内已经统一，而且在各国之间也基本趋于一致，这为国际技术交流提供了有利条件。

(2)各国分类依据，总的体系是一致的，即粗粒土按土的粒度及其级配，细粒土按土的塑性指数与液限进行分类，有机土单独列一类。

(3)土的类别均借具有明确含义的符号的组合表示，起到顾名思义之效。

(4)粗粒土根据室内筛分成果，细粒土根据液限、塑限试验成果进行分类，也可用目测法进行土的大致分类。

(5)分类系统有较严格的逻辑性，步骤分明，简单明了，便于记忆。

该分类法不足之处是由于土分类系根据扰动土试样，土的天然状态如密度的松、紧，含水状态的干、湿，结构状态的成层或各向异性，应力历史为正常固结或超固结等，在分类中均未考虑，为此，如软土、冻土等都没有列入标准。土的地质成因对土的性质有一定影响，但目前尚没有反映这种因素的定量指标，而且属于同一成因的土类，其性质也会千差万别，所以绝大多数的分类法都不按其划分土类。盐渍土是我国西北地区分布较广的土类，但由于对此土类如何合理划分缺乏成熟经验和资料，土的工程分类标准中未列入。

四、适用范围

土的工程分类适用于各类工程用土，包括一般土和特殊土，不适用于混凝土所用砂、石料和有机土。因为混凝土中采用的砂、石料有其特殊要求，有机土一般不允许在工程中应用。

第二节　一般要求

一、工程用土的类别应根据下列土的特性指标确定

1. 土颗粒组成及其特征；

2. 土的塑性指标：液限（w_L）、塑限（w_p）和塑性指数（I_p）；

3. 土中有机质存在情况。

当前的科学水平表明，粗粒土的性质主要取决于构成土的土颗粒粒径分布和它们的特征；而细粒土的性质主要取决于土粒和水相互作用时的性态，即其决定于土的塑性。土中有机质对土的工程性质有影响。土颗粒的分布特征可用筛分析法确定，土的塑性指标易于借常规试验测定。这些特征和指标在现场目测和用触感的经验方法也容易予以估计。根据这些特征和指标判别土类既能反映土的主要物理力学性质，操作也方便。

二、土的粒组划分应按表 1-2-2 规定的土颗粒粒径范围划分

粒组划分　　表 1-2-2

粒组统称	粒组名称		粒径（d）的范围（mm）	粒组统称	粒组名称	粒径（d）的范围（mm）
巨　粒	漂石（块石）组		$d>200$	粗　粒	砂　粒	$2\geqslant d>0.075$
	卵石（碎石）组		$200\geqslant d>60$	细　粒	粉　粒	$0.075\geqslant d>0.005$
粗　粒	砾　粒	粗　砾	$60\geqslant d>20$		粘　粒	$d\leqslant 0.005$
		细　砾	$20\geqslant d>2$			

粒组划分界限反映土的某些性质改变，如具有分子运动、毛管水上升、亲水性、渗透性等。标准中采用的粒组范围主要是根据我国原有标准，结合英、德、日、法、美等国家标准而规定的，其中细粒组的上限值由过去的 0.1mm 改成了 0.075mm，与大多数国家的标准一致。

三、土颗粒组成特征应用土的级配指标（不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c）表示

1. 不均匀系数 C_u 是反映土中颗粒级配均匀程度的一个系数，应按下式计算：

$$C_u=\frac{d_{60}}{d_{10}} \tag{1-2-1a}$$

式中：d_{60}、d_{10}——在粒径分布曲线上粒径累积质量占总质量 60% 和 10% 的粒径。

2. 曲率系数 C_c 是反映粒径分布曲线的形状，表示颗粒级配优劣程度的一个系数，应按下式计算：

$$C_c=\frac{(d_{30})^2}{d_{60}\cdot d_{10}} \tag{1-2-1b}$$

式中：d_{30}——在粒径分布曲线上粒径累积质量占总质量30%的粒径；

其余符号见式(1-2-1a)。

粗粒土的可压实性、强度、压缩性乃至渗透性都和土的级配指标有关。C_u 和 C_c 两个指标是国际通用指标。

四、细粒土根据塑性图分类

细粒土应根据塑性图分类，塑性图的横坐标为土的液限(w_L)，纵坐标为土的塑性指数(I_p)，标准中规定了两种塑性图，可根据所采用的液限标准进行选用。

1.当取质量为76g，锥角为30°的液限仪，锥尖入土深度为17mm对应的含水率为液限时，按图1-2-1(a)分类。

2.当取质量为76g，锥角为30°的液限仪，锥尖入土深度为10mm对应的含水率为液限时，按图1-2-1(b)分类。

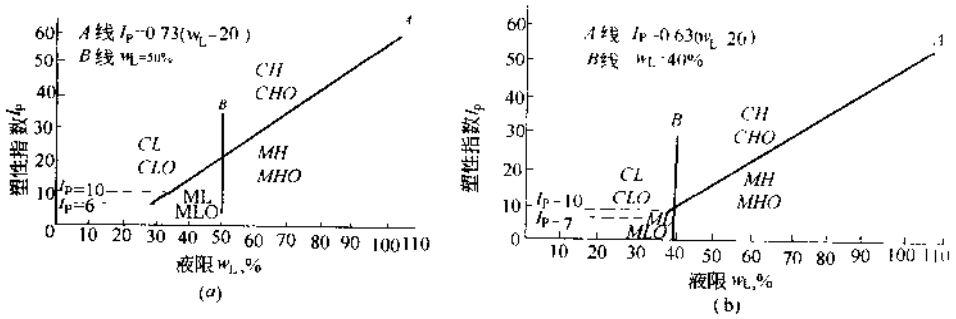


图1-2-1 塑性图

塑性图是美、英、日、德、印等国家长期用于细粒土分类的标准，国际上称为卡萨格兰特塑性图(Casagrande Plasticity Chart)。图中液限是由国外广泛采用的卡氏碟式液限仪测定的。我国不少学者曾研究论证了该图的适用性。

我国现行《土工试验方法标准》对土的液限规定有两个标准，均是用质量76g，锥角为30°的锥体液限仪测定，其一取锥尖入土深度17mm时土的含水率为土的液限(w_L)，另一个为配合其他规范应用的液限值即取锥尖入土深度为10mm时的含水率为液限(w_L')。前一个标准和碟式仪测液限时土的不排水强度是等效的，为此，土的分类标准规定：如果测定液限用碟式仪或以入土深度17mm时的含水率为液限，或用其他等效方法(如质量为100g，锥尖入土深度为20mm对应的含水率为液限)测定液限，应采用图1-2-1(a)的塑性图作为细粒土分类依据；如果用后一种标准的液限则采用图1-2-1(b)的塑性图。

图1-2-1(a)是国外广泛应用的塑性图，而图1-2-1(b)是根据国内外许多学者对碟式仪测液限和锥式仪测液限(锥尖入土10mm时的含水率作为液限)所建立的相关关系，通过换算绘制的。换算过程如下：

卡氏塑性图中 A、B 线的方程为：

A 线
$$I_p = 0.73(w_L - 20) \tag{1-2-2a}$$

B 线
$$w_L = 50\% \tag{1-2-2b}$$

国内外学者对碟式仪液限 w_L 和锥式仪液限 w_L' 结果统计分析，得下列关系式：

$$w_L' = a + bw_L \tag{1-2-3}$$

式中：a、b——试验常数，已发表的资料见表 1-2-3。

式(1-2-3)中的常数 a 和 b　　表 1-2-3

序　号	a	b	资　料　来　源　及　说　明
1	5.59	0.70	南京水利实验处 84 个试样
2	2.5	0.80	昆明冶金设计院 8 个试样
3	5.1	0.69	保加利亚 Stefanoff(1958)
4	3.64	0.76	Fade(1962)夹砂高岭粘土
5	4.4	0.69	波兰 Piaskowski(1963)
6	7.7	0.72	捷克 Skopek(1971)256 个试样
7	7.0	0.76	Skopek 和 Terstepanian236 个试样
8	4.54	0.71	中国建筑科学研究院地基所 982 个试样

塑限采用搓条法 w_p 由塑性指数定义，对应于 w_L' 的塑性指数为：

$$I_p' = w_L' - w_p \tag{1-2-4}$$

$$w_p = w_L - I_p \tag{1-2-5}$$

由式(1-2-2a)得

$$I_p = 0.73w_L - 14.6 \tag{1-2-6}$$

由式(1-2-3)得

$$w_L = \frac{w_L' - a}{b} \tag{1-2-7}$$

将式(1-2-6)、式(1-2-7)代入式(1-2-5)得

$$w_p = \frac{w_L' - a}{b} - (0.73w_L - 14.6) = \frac{0.27}{b}w_L' + \left(14.6 - 0.27\frac{a}{b}\right) \tag{1-2-8}$$

将式(1-2-8)代入式(1-2-4)得

$$I_p' = \left(1 - \frac{0.27}{b}\right)w_L' - \left(14.6 - 0.27\frac{a}{b}\right) \tag{1-2-9}$$

将表 1-2-3 中的 a 和 b 值代入式(1-2-9)，其平均直线即为图 1-2-1(b)中的 A 线

$$I_p = 0.63(w_L' - 20) \tag{1-2-10}$$

将式(1-2-2b)代入式(1-2-3)，得

$$w_L' = a + 50\%b \tag{1-2-11}$$

将表 1-2-3 中的 a 和 b 值代入式(1-2-11)求出平均值，即为 B 线

$$w_L' \approx 40\%$$

五、土中有机质根据未完全分解的动植物残骸和无定形物质判定

有机质呈黑色，青黑色或暗色，有臭味、有弹性和海绵感，可采用目测、手摸或嗅感判别当不能判别时，可采用下列方法：将试样放入 105～110℃的烘箱中烘烤，当烘烤后试样的液限小于烘烤前试样液限的 1/3 时，试样为有机质。

土中有机质成分可能是未定完全分解的动植物残渣，也可能是经过分解失去了原成分性质的深色无定形物质，通常可由外观识别。例如它们呈黑色、暗色、青黑色或深绿式，有特殊臭味，灼烧损失可达 20%；大多有弹性、塑性，搓条时有海绵感；有的夹有植物纤维。

目前对有机质含量缺少公认的测试方法，各国的同类标准都按经验判别，用土烘烤后液限降低来判别，也是经验方法之一。

六、工程用土分为一般土和特殊土两类

1.一般土按其不同粒径的相对含量可划分为巨粒土和含巨粒的土、粗粒土、细粒土；巨粒土和含巨粒的土、粗粒土按粒组、级配、所含细粒的塑性高低可分为16种土类；细粒土按塑性图、所含粗粒类别以及有机质多少可划分为16种土类。

2.分类标准中所称的特殊土包括黄土、膨胀土和红粘土，可按其塑性指标在塑性图上的位置初步判别。

本条中所列的土类为常见的一般土和几种特殊土类，由于在分类中没有考虑土的天然状态、含水状态、结构状态、历史应力等，故没有列入软土、冻土等。盐渍土是我国西北地区分布较广的土类，由于对此土类如何合理划分尚缺少成熟经验和资料，标准中也未列入。

我国以往的土分类和国外绝大多数分类标准都将一般土划分为粗粒土和细粒土，而鉴于一些大型工程和水利工程中，也常遇到主要是大石块或土中含相当数量大石块的情况，所以分类中增加了巨粒土和含巨粒的土，使土类体系更为完整，也切合工程需要。

七、土类代号由基本号组合构成

基本代号及其含义如下：

漂石(块石)	B	有机质土	O
卵石(碎石)	C_b	黄土	Y
砾	G	膨胀土	E
砂	S	红粘土	R
粉土	M	级配良好	W
粘土	C	级配不良	P
细粒土(C和M合称)	F	高液限	H
混合土(粗、细粒土合称)	SI	低液限	L

八、表示土类的代号按下列规定构成

1.一个代号即表示土的名称。示例：C——粘土；G——砾

2.由两个基本代号构成时，第一个基本代号表示土的主成分，第二个基本代号表示副成分，或土的级配，或土的液限。示例：CH——高液限粘土；SW——级配良好砂。

3.由三个基本代号构成时，第一个基本代号表示土的主成分，第二个基本代号表示液限，第三个基本代号表示土中微含的成分。示例：CHG——含砾高液限粘土；MLS——含砂低液限粉土。

第三节　土的分类

一、巨粒土和含巨粒的土按下列规定划分

1.试样中巨粒组质量多于总质量的50%的土称巨粒土。

2.试样中巨粒组质量为总质量的15%～50%的土称巨粒混合土。

3.试样中巨粒组质量小于总质量的15%的土，可扣除巨粒，按粗粒土或细粒土的相应规

定分类定名。

土中巨粒组质量超过总质量50%的土称巨粒土，此时巨粒在土中起骨架作用，决定着土的主要性状。土中巨粒质量为总质量的15%～50%时，其中的土占优势，巨粒部分起骨架作用，部分起充填作用，实为含巨粒的土料，不再区别土料为粗粒或细粒，而笼统称为巨粒混合土。

土中巨粒质量少于总质量的15%时，巨粒体积将不及试样总体积的10%，可视为散布在土内的零星颗粒，对土的总体性状不致有明显影响，故可舍而不计，扣除巨粒后的土料按其他各条规定分类定名。

二、巨粒土和含巨粒的土分类定名

其分类定名，见表1-2-4。

巨粒土和含巨粒的土分类 表1-2-4

土类	粒组含量		土代号	土名称
巨粒土	巨粒含量 100%～75%	漂石粒>50% 漂石粒≤50%	B C_b	漂石 卵石
混合巨粒土	巨粒含量 <75%，>50%	漂石粒>50% 漂石粒≤50%	BSI C_bSI	混合土漂石 混合土卵石
巨粒混合土	巨粒含量 50%～15%	漂石粒>卵石 漂石粒≤卵石	SIB SIC_b	漂石混合土 卵石混合土

土中巨粒组质量多于试样总质量的75%时，它们在土中所占体积已超过2/3，形成了骨架，对土的性状起主宰作用，这类土应称(纯)巨粒土，理应按巨粒组中何种粒组(漂石或卵石)占优势给予定名。由于我国的一些专门分类标准系根据试样总质量中某种粒组超过一半予以命名，为此，这里也规定只有漂石粒超过总质量的50%，而不是单纯地多于卵石粒时，定命为漂石。反之，称为卵石。

三、试样中粗粒组质量多于总质量的50%的土称为粗粒土

粗粒土按下列规定划分：

1. 试样中砾粒组质量多于总质量的50%的土称砾类土。
2. 试样中砾粒组质量小于或等于总质量的50%的土称砂类土。

四、砾类土的分类

砾类土根据其中的细粒含量及类别、粗粒组的级配，按表1-2-5分类。

砾类土的分类 表1-2-5

土类	粒组含量		土代号	土名称
砾	细粒含量 <5%	级配：$C_u \geq 5$，$C_c = 1 \sim 3$	GW	级配良好砾
		级配：不同时满足上述要求	GP	级配不良砾
含细粒土砾	细粒含量5%～15%		GF	含细粒土砾
细粒土砾	细粒含量 >15% ≤50%	细粒为粘土	GC	粘土质砾
		细粒为粉土	GM	粉土质砾

五、砂类土的分类

砂类土应根据其中的细粒含量及类别、粗粒组的级配，按表 1-2-6 分类。

砂类土的分类　　表 1-2-6

土　类	粒　组　含　量		土代号	土名称
砂	细粒含量 <5%	级配：$C_u \geqslant 5$，$C_c = 1 \sim 3$	SW	级配良好砂
		级配：不同时满足上述要求	SP	级配不良砂
含细粒土砂	细粒含量 5%～15%		SF	含细粒土砂
细粒土质砂	细粒含量 >15% ≤50%	细粒为粘土	SC	粘土质砂
		细粒为粉土	SM	粉土质砂

六、试样中细粒组质量多于或等于总质量的 50%的土称为细粒土

细粒土按下列规定划分：

1. 试样中粗粒组质量小于总质量的 25%的土称细粒土。
2. 试样中粗粒组质量为总质量的 25%～50%的土称含粗粒的细粒土。
3. 试样中含部分有机质的土称为有机质土。

七、采用塑性图确定细粒土的类别

当采用图 1-2-1(a)所示的塑性图确定细粒土的类别时，按表 1-2-7a 分类；当采用图 1-2-1(b)所示的塑性图确定细粒土的类别时，按表 1-2-7b 分类。

细粒土的分类　　表 1-2-7a

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 w_L		
$I_p \geqslant 0.73(w_L - 20)$ 和 $I_p \geqslant 10$	$w_L \geqslant 50\%$	CH	高液限粘土
	$w_L < 50\%$	CL	低液限粘土
$I_p < 0.73(w_L - 20)$ 和 $I_p < 10$	$w_L \geqslant 50\%$	MH	高液限粉土
	$w_L < 50\%$	ML	低液限粉土

表 1-2-7b

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 w_L		
$I_p \geqslant 0.63(w_L - 20)$ 和 $I_p \geqslant 10$	$w_L \leqslant 40\%$	CH	高液限粘土
	$w_L < 40\%$	CL	低液限粘土
$I_p < 0.63(w_L - 20)$ 和 $I_p < 10$	$w_L \geqslant 40\%$	MH	高液限粉土
	$w_L < 40\%$	ML	低液限粉土

利用塑性图进行细粒土分类的依据如上所述，图中土类划分界限是按国际上广泛应用的标准和我国长期采用的塑性指数分类的标准确定的。图 1-2-1(a)中有 $I_p = 6$ 的横虚线，表明通

过此线可能由粘土过渡为粉土，在编制专门分类标准时，该区域的土可以考虑细分。图 1-2-1(b)是由图 1-2-1(a)换算得来，图中 $I_p=7$ 的横虚线是根据我国以往分类经验确定的。

八、含粗粒的细粒土和有机质土的分类

含粗粒的细粒土和有机质土按表 1-2-7a 或表 1-2-7b 划分，并根据所含粗粒类别，按下列规定分类。

1. 粗粒中砾粒占优势，称含砾细粒土，应在细粒土代号后缀以代号 G，如 CHG、CLG、MHG、MLG 等。

2. 粗粒中砂粒占优势，称含砂细粒土，应在细粒土代号后缀以代号 S，如 CHS、CLS、MHS、MLS 等。

3. 有机质土在各相应土类代号后缀以代号 O，如 CHO、CLO、MHO、MLO 等。

九、对膨胀土和红粘土的判别

当取液限仪锥尖入土深度为 17mm 对应的含水率为液限确定特殊土的类别时，按表 1-2-8a)对黄土、膨胀土和红粘土作初步判别，见图 1-2-2(a)；当取液限仪锥尖入土深度为 10mm 对应的含水率为液限确定特殊土的类别时，按表 1-2-8b 对黄土、膨胀土和红粘土作初步判别，见图 1-2-2(b)。

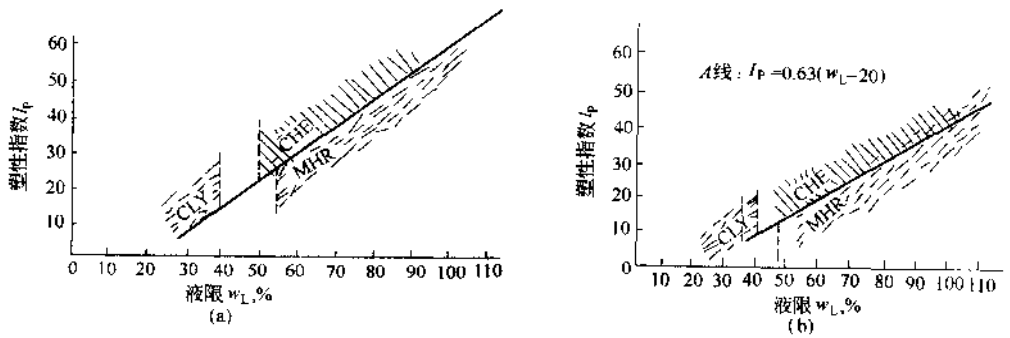


图 1-2-2　特殊土塑性图

膨胀土和红粘土的判别　　表 1-2-8a

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 W_L		
$I_p \geq 0.73(w_L-20)$	$w_L<40\%$	CLY	低液限粘土(黄土)
	$w_L>50\%$	CHE	高液限粘土(膨胀土)
$I_p<0.73(w_L-20)$	$w_L>55\%$	MHR	高液限粉土(红粘土)

表 1-2-8b

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 w_L		
$I_p \geq 0.63(w_L-20)$	$w_L<35\%$	CLY	低液限粘土(黄土)
	$w_L>40\%$	CHE	高液限粘土(膨胀土)
$I_p<0.63(w_L-20)$	$w_L>45\%$	MHR	高液限粉土(红粘土)

黄土、膨胀土、红粘土在塑性图上的分布位置是根据我国大量的实测资料统计后得到的，这是我国分类标准的特色之一。由于不同特殊土的成因、矿物成分、结构等与一般土不同，因此，它们在塑性图上各占据一定的范围。黄土在粒度上粉粒含量高，其中的矿物成分以高岭石和石英为主，故主要集中在 A 线以上的低液限区。膨胀土是高分散性的粘土，其矿物成分中亲水的蒙脱石含量较其他土类多，它们大多在 A 线以上。红粘土的粘粒含量一般为 50% ~ 70% 属粘土，但由于它们含铁铝，天然状态下呈团粒结构，测得的塑性指数偏低而落在 A 线以下。一部分红粘土的矿物成分中含一定量的蒙脱石和蛭石等亲水物质，有强烈的膨胀性，和 A 线以下的同类土在性质上存在一定差别，这类土在 A 线以上。

十、塑性图中仅标示出黄土、膨胀土和红粘土等特殊土的基本位置和相应的学名

黄土、膨胀土和红粘土等特殊土的最终分类定名尚应遵照相应的专门规范，本标准仅在塑性图中标示出它们的基本位置和相应的学名。黄土、膨胀土、红粘土在塑性图中的位置是通过大量资料统计分析确定的，虽然这些土的绝大多数落入图示范围，但不能反过来说，只要是在该相应范围内的土都必然是这些特殊土。同时，可以理解为特殊土的某些性质并不能完全由塑性图反映，所以标准只能初步评定这几种特殊土。要确认其为某种特殊土，必须遵照相应的专门规范，做必要的鉴别试验。

第四节　土的简易鉴别和描述

1.土的简易鉴别方法适用于一般土和特殊土两类，其中特殊土的分类定名还应遵照相应的规定。简易鉴别分类主要为现场勘察制订的，它亦可供室内开启试样时初步判别土类。

2.本方法用目测法代替筛分析法，以确定土颗粒组成及其特征；用干强度、手捻、搓条、韧性和摇振反应等定性方法代替用仪器测定土的塑性。土中有机质应按第二节之五规定鉴别。

3.确定土粒粒径含量时可将碾散的风干试样摊成一薄层，凭目测估计土中巨粒、粗粒和细粒组所占的比例，再按第三节中的有关规定确定其为巨粒土、粗粒土(砾类或砂类土)或细粒土。

4.干强度试验时应将一小块土捏成土团，风干后用手指捏碎、掰断及捻碎。根据用力的大小区分为：

(1)很难或用力才能捏碎或掰断者为干强度高。

(2)稍用力即可捏碎或掰断者为干强度中等。

(3)易于捏碎或捻成粉末者为干强度低。

注：当土中含碳酸盐、氧化铁等成分时会使土的干强度增大，其干强度宜再用湿土进行手捻试验，予以校核。

5.手捻试验时应将稍湿或硬塑的小土块在手中揉捏，然后用拇指和食指将土捻成片状，根据手感和土片光滑度可区分为：

(1)手感滑腻，无砂，捻面光滑者为塑性高。

(2)稍有滑腻感，有砂粒，捻面稍有光泽者为塑性中等。

(3)稍有粘性，砂感强，捻面粗糙者为塑性低。

6.搓条试验时应将含水率略大于塑限的湿土块在手中揉捏均匀，再在手掌上搓成土条，根据土条不断裂而能达到的最小直径可区分为：

(1)能搓成直径小于 1mm 土条者为塑性高。

(2)能搓成直径 1～3mm 土条而不断者为塑性中等。

(3)搓成直接大于 3mm 的土条即断裂者为塑性低。

7.韧性试验时应将含水率略大于塑限的土块在手中揉捏均匀,然后在手掌中捏成直径为 3mm 的土条,再揉成土团,根据再次搓条的可能性,可区分为:

(1)能揉成土团,再搓成条,捏而不碎者为韧性高。

(2)可再揉成团,捏而不易碎者为韧性中等。

(3)勉强或不能再揉成团,稍捏或不捏即碎者为韧性低。

8.摇振反应试验时应将软塑至流动的小土块捏成土球,放在手掌上反复摇晃,并以另一手掌振击此手掌,土中自由水将渗出,球面呈现光泽,用二手指捏成土球,放松后,水又被吸入,光泽消失。根据上述渗水和吸水反应快慢,可区分为:

(1)立即渗水及吸水者为反应快。

(2)渗水及吸水中等者为反应中等。

(3)渗水吸水慢及不渗不吸者为反应慢或无反应。

9.鉴别分类:

(1)巨粒土和粗粒土可根据目估结果,按表 1-2-4、表 1-2-5 及表 1-2-6 的规定进行分类定名。

(2)细粒土可根据简易鉴别的结果,按表 1-2-9 进行分类定名。

细粒土的简易分类 表 1-2-9

半固态时的干强度	硬塑—可塑态时的手捻感和光滑度	土在可塑态时		软塑—流动态时的摇振反应	土类代号
		土条可搓成的最小直径(mm)	韧性		
低—中	粉粒为主,有砂感,稍有粘性,捻面较粗造,无光泽	>3 或 3～2	低—中	快—中	ML
中—高	含砂粒,有粘性,稍有滑腻感,捻面较光滑,稍有光泽	2～3	中	慢—无	CL
中—高	粉粒较多,有粘性,稍有滑腻感,捻面较光滑,稍有光泽	2～3	中—高	慢—无	MH
高—很高	无砂感,粘性大,滑腻感强,捻面光滑,有光泽	<3	高	无	CH

注:凡呈黑灰色有嗅味的土,应在相应土类代号后加代号"O",如 MLO、CLO、MHO、CHO。

10.土状态描述:

(1)在现场采样和试验室开启试样时,应按下列内容描述土的状态:

①粗粒土:通俗名称及当地名称;土颗粒的最大粒径;巨粒、砾粒、砂粒组的含量百分比;土颗粒形状(圆、次圆、棱角或次棱角);土颗粒的矿物成分;土颜色和有机质;细粒土成分(粘土或粉土);土的代号和名称。

②细粒土:通俗名称及当地名称;土颗粒的最大粒径;巨粒、砾粒、砂粒组的含量百分比;潮湿时土的颜色及有机质;土的湿度(干、湿、很湿或饱和);土的状态(流动、软塑、可塑或硬塑);土的塑性(高、中、低);土的代号和名称。

(2)土的状态应根据土的不同用途按下列各项分别描述:

①当用作填料时,不同土类的分布层次及范围。

②当用作地基时,土的分布层次及范围、结构性、密实度和稠度。

单独的土的分类名称和代号不能反映其原位状态和某些特殊状态，以上内容为描述土性状的最基本的内容，以便于为土的利用作出更准确的判断。土的描述是工程中利用土和评价土的重要依据，所以描述的重点应密切配合工程需要。例如，土用作填料时，其天然含水率、有机质含量、粗细粒的搭配情况、土层分布以及密度等直接影响到土料的适应性和蕴藏量的估计等。如土用作建筑物地基，则其类别、天然密实度、稠度状态和结构性等，都与地基承载力、渗透性等关系密切。

第三章　土样和试样制备

第一节　目的和适用范围

1.土样和试样的制备程序是试验工作的第一个质量要素，为保证试验成果的可靠性和试验数据的可比性，必须统一土样和试样的制备方法和程序。土样在试验前必须经过制备程序，扰动土的土样制备包括土的风干、碾散、过筛、匀土、分样和贮存等预备程序和击实、饱和等试样制备程序。原状土的土样制备包括开启、切取等。这些步骤的正确与否，都直接影响试验成果。土样制备程序视需要的试验而异，所以在土样制备前应拟定土工试验计划。

2.对密封的原状土样除小心搬运和妥善存放外，在试验前不应开启，试验前如需要进行土样鉴别和分类必须开启时，则在检验后，应迅速妥善封好贮藏，尽量使土样少受扰动。

3.本试验适用于颗粒粒径小于60mm的扰动土样的预备程序。原状土样和扰动土样的制备程序，特殊试样的制备程序，分别在有关试验项目中阐述。

4.根据力学性质试验项目要求，原状土样同一组试样间密度的允许差值为0.03g/cm^3；对扰动土样为了控制试样的均匀性，减少试验数据的离散性，一般用含水率和密度作为控制指标，不能仅规定各试样间的允许误差，还要规定试样的密度及含水率的允许误差，所以规定同一组试样的密度与要求的密度之差不得大于±0.01g/cm^3；一组试样的含水率与要求的含水率之差不得大于±1%。

第二节　试样制备

一、扰动土试样的制备

(一)将扰动土样进行土样描述，如颜色、土类、气味及夹杂物等。如有需要，将扰动土样充分拌匀，取代表性土样测定含水率。将块状扰动土放在橡皮板上用木碾碾散，或用碎土机碾散。如果土样含水率较大，可先风干至易碾散为止。

(二)根据试验所需土样数量，将碾散的土样过筛。物理性试验土样过0.5mm筛；力学性试验土样过2mm筛；击实试验土样过5mm筛。过筛后用四分对角取样法，取出足够数量的代表性土样，分别装入保湿缸或塑料袋内备用，标以标签(写明工程名称、土样编号、过筛孔径、用途、制备日期和试验人员等)。对风干土应测定风干含水率。标准对碾散后的粘质土样和砂质土样规定了进行过筛程序，筛孔大小取决于试验所用仪器的容器大小。根据已有的试验研究表明：用于直剪试验的土样最大颗粒粒径不应大于剪切盒内径的1/20(剪切盒内径为61.8mm)，土样需过2mm筛；对无侧限、三轴压缩试验的土样最大颗粒粒径与试样直径的比值为1/8～1/12。目前国内三轴试验一般采用39.1、61.8、101mm，其试样的允许最大粒径为2、5、10mm；对固结试验的土样最大颗粒粒径为容器高度的1/6～1/8，国内固结仪容器的高度为

20mm，用过 2mm 筛的土样是可以的，鉴于粒径 2mm 为砂粒的上限，所以土样制备中统一规定扰动土样过 2mm 筛进行试样制备。对轻型击实试验的土样过 5mm 筛，重型击实试验的土样，用五层击实过 20mm 筛，而三层击实过 40mm 筛。

对砂和砂砾土用分砂器或四分法细分土样，取代表性土样进行颗粒分析试验，其余过 5mm 筛，分别供比重及最大、最小孔隙比试验用，取部分过 2mm 筛的试样供力学性试验。

（三）配制一定含水率的土样；取足够试验用的过筛后的风干土 1～5kg，平铺于不吸水的盘内，按下式计算所需的加水量：

$$m_w = \frac{m}{1 + 0.01 w_0} \times 0.01(w' - w_0) \qquad (1\text{-}3\text{-}1)$$

式中：m_w——土样所需的加水量，g；

m——风干含水率时的土样质量，g；

w_0——风干含水率，%；

w'——土样要求的含水率，%。

用喷雾器喷洒预计的水量，拌匀，然后装入保湿缸（盖紧）或塑料袋内扎紧，润湿一昼夜备用。测定润湿土样不同位置的含水率，要求差值不大于 ±1%。

（四）试样的数量视试验项目而定，应有备用试样 1～2 个。扰动土试样的制备，视工程实际情况分别采用击样法和压样法。

1. 击样法：将根据环刀容积及要求的干密度所需要的湿土倒入装有环刀的击样器内，击实到所需密度。

2. 压样法：将根据环刀容器及要求的干密度所需要的湿土倒入装有环刀的压样器内，通过活塞用静压力将土样压实到所需密度。

取出带有试样的环刀，称环刀和试样总质量。对不需要饱和，且不立即进行试验的试样，应存放在保湿器内备用。

对于扰动土试样的制备，以往通常用击实法将土样击实后再切成试样，这样做往往因分层击实，试样上、下密度不一致及土体结构情况不好。若采用击实法，要求以单层击实为佳。试样制备方法对抗剪强度的影响随土质情况、饱和方法及开始含水率等条件而变化。试样制备龄期会对抗剪强度有影响，但试样一经压密，此影响即消失，放在实际中可忽略不计。击样和压样两种方法对密度影响不大，显然不同的制样方法，对于土的力学性质有着不同的影响。粘性大的土，压样时空气不易排出，以致密度不十分均匀，为此，在各使用单位有形式不一的压样器，有的活塞有排气孔，有的带透水石，有的采用上下活塞两面压样等。总之，制备试样的方法应当用与击实试验相近似的击实方法。击样法可以控制锤击的击实高度，这样比较易于控制试样的密度。

二、原状土试样的制备

（一）将土样筒按标明的上下方向放置，剥去蜡封和胶带，小心开启土样筒取出土样，整平试样两端。检查土样结构，并描述它的层次、气味、颜色、有无杂质，土质是否均匀、有无裂缝等。为了保证试验成果的可靠性，当确定土样已受扰动或取土质量不符合要求时，不应制备力学性质试验的试样。

（二）根据试验要求用环刀切取试样时，应在环刀内壁涂一薄层凡士林，刃口向下放在土样上，将环刀垂直下压（因为环刀不垂直切取的试样层次倾斜，与天然结构不符，且试样与环刀内

壁之间容易产生间隙)。切土时切土刀沿环刀外侧切削土样,边压边削至土样高出环刀。根据试样的软硬,采用钢丝锯或切土刀整平环刀两端试样,擦净环刀外壁、称环刀和试样的总质量。用环刀切取试样时,要防止扰动,否则会影响测试结果。视试样本身及工程要求,决定试样是否进行饱和,如不立即进行试验和饱和时,将试样暂存于保湿缸内。

(二)从余土中取代表性试样测定含水率。比重、颗粒分析、界限含水率等项试验的取样见扰动土试样的制备。

第三节 试样饱和

土的孔隙逐渐被水填充的过程称为饱和,当孔隙被水充满时的土,称为饱和土。试样饱和方法宜根据土样的透水性能分别采用以下方法。

(一)粗粒土采用浸水饱和法,可直接在仪器上饱和。

(二)渗透系数大于 10^{-4}cm/s 的细粒土采用毛细管饱和法。该法选用框式饱和器,见图 1-3-1(b)。在带试样的环刀上下放滤纸和透水板,装入饱和器内,并旋紧螺母,将饱和器放入水箱内,注入清水,水面不宜将试样淹没,使土中气体得以排出。关上箱盖,防止水分蒸发,借土的毛细管作用,使试样饱和。浸水时间不得少于两昼夜,使试样充分饱和。取出饱和器,松开螺母,取出环刀,擦干外壁,取下试样上下滤纸,称环刀和试样总质量,并根据下式计算试样的饱和度。

$$\left.\begin{aligned} S_r &= \frac{(\rho_{sr}-\rho_d)G_s}{\rho_d \cdot e} \\ \text{或}\quad S_r &= \frac{w_{sr}\cdot G_s}{e} \end{aligned}\right\} \tag{1-3-2}$$

式中:S_r——试样的饱和度,%;

w_{sr}——试样饱和后的含水率,%;

ρ_{sr}——试样饱和后的密度,g/cm^3;

G_s——土粒比重;

e——试样的孔隙比;

ρ_d——试样的干密度,g/cm^3。

(三)渗透系数小(等)于 10^{-4}cm/s 的细粒土采用抽气饱和法。该法选用框式或叠式饱和器(图 1-3-1)和真空饱和装置(图 1-3-2)。按图 1-3-1(a)和(b)将试样装入饱和器,将装有试样的饱和器放入真空缸内,在盖和缸之间涂一薄层凡士林,以防漏气。真空缸和抽气机接通,启动抽气机,当真空压力表读数接近当地一个大气压力值时,稍微开启管夹,使清水徐徐注入真空缸。在注水过程中,真空压力表读数宜保持不变。待水淹没饱和器后停止抽气,引水管自水桶中提出,开管夹使空

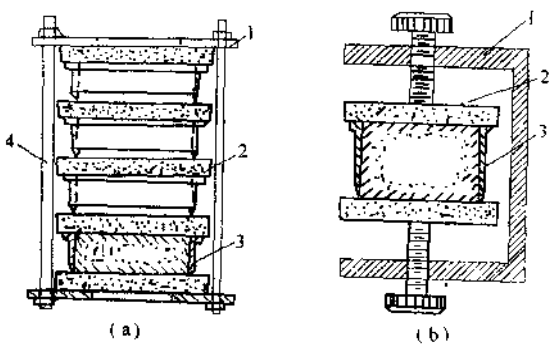


图 1-3-1 饱和器

(a)叠式;(b)框式

1-夹板;2-透水板;3-环刀;4-拉杆

气进入真空缸，静止一段时间，细粒土宜为 10h，借大气压力使试样饱和。打开真空缸，从饱和器内取出带环刀的试样，称环刀和试样总质量，按式(1-3-2)计算饱和度。

(四)饱和度的大小，对渗透试验、固结试验和剪切试验的成果均有影响。对于不测孔隙水压力的试验，一般认为：饱和度大于 95% 即认为饱和。对于需要测定孔隙水压力参数的试验，如三轴压缩试验，应变控制加荷固结试验，对饱和度的要求较高(S_r = 99% 以上)，宜采用二氧化碳或反压力饱和方法。

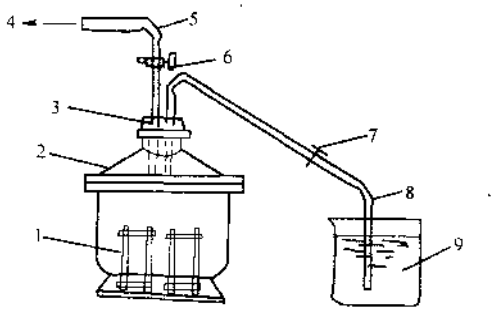


图 1-3-2 真空饱和装置

1-饱和器；2-真空缸；3-橡皮塞；4-接抽气机；5-排气管；6-二通阀；7-管夹；8-引水管；9-盛水器

1.二氧化碳饱和试样是近年来发展的一种方法。由于二氧化碳比空气重且易溶于水，从试样底部注入二氧化碳后，试样孔隙中的空气逐渐从试样顶端排出。二氧化碳是气体，用一种气体驱赶另一种气体，不会出现气泡阻滞现象。又因二氧化碳在水中的溶解度远比空气大(一个大气压力下，0℃时，1cm³ 水可溶解空气 0.029cm³，可溶解二氧化碳 1.71cm³)，因而，当试样孔隙充满二氧化碳后，用水头饱和法饱和时，试样孔隙中的二氧化碳气泡很快溶于水成碳酸，继续水头饱和时，又可以成为一种液体(水)驱赶另一种液体(稀碳酸)，最后使试样孔隙中充满纯净水，达到饱和的目的。

2.反压力饱和：对试样施加反压力以使试样饱和已成为一种常用的饱和方法。反压力饱和是人为地在试样内增加孔隙水压力，使试样内的孔隙气体在压力作用下完全溶解于水中，在增大孔隙水压力的同时，等量地对试样增加周围压力，以保证作用于试样的有效压力或试样的内外应力差不变。这个在孔隙水和压力室液体中同时作用的力即为反压力。对试样施加反压力的大小与起始饱和度有关。当起始饱和度过低时，即使施加很大的反压力，也不一定能使试样饱和。为此，当试样起始饱和度低时，应先进行抽气饱和，然后再施加反压力，使试样完全饱和。

为使试样达到完全饱和，需要施加多大反压力，应在试验前进行估算。如在施加反压力过程中试样体积不变，则相当于把无空气水在压力作用下挤入试样，以取代其中的空气，于是所需施加的反压力可按下式计算：

$$U_0 = U_a\left[\frac{100 - (1-h)S_0}{100 - (1-h)S_{tr}} - 1\right] \tag{1-3-3}$$

式中：U_0——所需施加的反压力，kPa；

U_a——起始孔隙气压力，kPa；

h——亨利系数(在 20℃时每单位体积的水溶解 0.02 体积的空气)；

S_0——起始饱和度，%；

S_{tr}——最后饱和度，%。

当 U_a 取为一个大气压力，按上式可算出由各个 S_0 达到 S_{tr} = 100% 时，所需的反压力值，见表 1-3-1

各种 S_0 下所需的反压力值 表 1-3-1

起始饱和度 S_0(%)	100	95	90	85	80	75	70
反压力值 U_0(MPa)	0	2.45	4.90	7.30	9.75	12.20	14.70

施加反压力不能太快，施加反压过程中要允许试样的含水率有足够的时间调整，而保持试样体积不变，只有在含水率增加的情况下达到饱和，才对土的骨架结构没有影响。在施加反压过程中，为了防止试样膨胀而影响结构，产生附加的有效应力，通常在施加反压过程中始终保持周围压力略大于反压力，一般应保持差值为 20kPa。反压力必须分级施加，并相应地施加周围压力，以尽量减少对试样的扰动。每级反压力的大小与起始饱和度及密度有关。在每一级压力下必须等待孔隙水压力稳定后，才施加第二级压力。当反压力增加到预估值时，保持反压不变，单独增加周围压力，观测孔隙水压力的增长，若两者的增量相等，则证明试样已经完全饱和。

第四章　含水率及界限含水率试验

第一节　含水率试验

一、定义和适用范围

长期以来，在岩土工程领域中将含水率和含水量两个意义不同的名词相互混淆，统称含水量。实际上含水量应该是土体中所含的水量，单位为克(g)。而含水率的定义是试样在105～110℃温度下烘至恒量时所失去的水质量和恒量后干土质量的比值，以百分率表示。计算公式如下：

$$w = \left(\frac{m}{m_d} - 1\right) \times 100\% \tag{1-4-1}$$

式中：w——试样含水率，%；

m——试样湿质量，g；

m_d——试样干质量，g。

国家标准中采用含水率这个名词更符合定义。国际上也有国家用含水比的，它的意义是与含水率相似。含水率是土的基本物理性指标之一。它反映土的状态，含水率的变化将使土的一系列物理力学性质随之而异。这种影响表现在各个方面，如反映在土的稠度方面，使土成为坚硬的、可塑的或流动的；反映在土内水分的饱和程度方面，使土成为稍湿、很湿或饱和的；反映在土的力学性质方面，能使土的结构强度增加或减小，紧密或疏松，构成压缩性及稳定性的变化。因此，土的含水率是研究土的物理力学性质必不可少的一项指标。同时，土的含水率也是土工建筑物施工质量控制的依据。

本试验适用于粗粒土、细粒土和有机质土。当土中有机质含量超过干土质量5%时，应将温度控制在65～70℃的恒温下烘至恒量。因为有机质土在105～110℃温度下，经长时间烘干后，有机质特别是腐殖酸会在烘干过程中逐渐分解而不断损失，使测得的含水率比实际含水率大，土中有机质含量越高，误差就越大。

二、试验方法

测定含水率的方法多种多样，如烘干法、酒精燃烧法、炒干法、比重法、实容积法、微波法和核子射线法等等。

1.烘干法：将试样放入温度能保持在105～110℃的电热烘箱中烘至恒值，是测定含水率的通用标准方法，精度高，试验简便，结果稳定。故此法为室内测定含水率的标准方法，列入国家标准。在野外无烘箱设备或要求快速测定含水率，则可根据土的性质和工程情况分别采用下列方法。

2.酒精燃烧法：在试样中加入酒精，利用酒精在试样上燃烧，使土中水分蒸发，将土烤干，

是快速测定法中较准确的一种，适用于没有烘箱或土样较少的情况。由于此法难以控制 105～110℃的恒温条件，与定义不完全符合，故一般在现场使用，或者在制备试样时测定风干土样的含水率，供制样参考。酒精燃烧法测得的含水率略低于烘干法所测的含水率。

3.炒干法：用火炉或电炉将试样炒干，在炒干过程中，随时翻拌试样，至试样表面完全干燥。此法适用于砂性土及含砾较多的土，在工地使用。此法也不符合定义所规定的 105～110℃，炒干法温度在 100～150℃，所测的含水率略大于烘干法。

4.比重法：该法是根据比重试验，测定湿土体积，估计土粒比重，间接计算土的含水率。由于试验时没有考虑温度的影响，所测得的结果准确度较差。土内气体能否充分排出，直接影响试验成果的精度，故此法仅适用于砂性土。

5.实容积法：根据波义尔—马略特定律设计的速测含水率仪。它是通过测定土中固相和液相的体积，取土的经验比重值，换算出土的含水率。该法的原理是波义尔—马略特定律，首先要求气温基本保持不变，这在填筑工地上是很难达到的。若以标准温度为 20℃，那么气温变化 ±1℃，实容积的变化就达到 5%，相应含水率的变化也约 5%，为此，目前很少使用。

6.微波法：微波加热是近十几年来才发展的一门新技术。微波是一种超高频的电磁波。微波加热就是通过微波发生器产生微波能，然后用波导（传送线）将微波能输送到微波加热器中，加热器中的试样受到微波的照射后就发热，使水分蒸发。由于微波具有一定的穿透深度，使被加热物体里外同时加热，因此具有均匀、快速的优点。显然，快速干燥工艺在土工试验中具有重要的意义。但微波加热的温度如何控制，烘干时间采用多长等，都是有待进一步研究的。美国于 1998 年将此列入 ASTM 标准。

7.核子射线法：利用核子法测定土石等材料原位密度和含水率是一项迅速发展的无损、快速检测新技术。目前我国已有相当数量各类进口的和国产的核子水分—密度仪在各类工程中使用，并成为质量检测和控制的一种重要工具。水利部已制定核子水分—密度仪现场测试规程。用表层型核子水分—密度仪测定材料密度和含水率是一种间接的物理测量方法。其测量依据是仪器所记录到的 γ 射线或热中子计数率分别与被测材料密度和含水率有确定的相关性。通过预先建立适合仪器进行密度或水分测量的标定曲线，则可根据仪器现场测量所记录的 γ 射线或热中子计数率，按相对应的标定曲线，确定被测材料的密度或含水率。

深层型核子水分—密度仪利用探棒通过钻孔或测量导管放至地面下预定深度，分别用 γ 射线散射法和快中子被氢原子慢化法测定材料原位密度和含水率变化。

三、试验中的几个问题

（一）代表性试样的选取和试样数量

进行含水率试验时，常因土层不均匀；试样数量过少；扰动土样（风干土）拌和不匀；钻探取样时，取土器和筒壁的挤压；土样在运输和存放期间保持不当等各种因素影响试验成果。这些影响因素中，有的属于土样客观存在，有的属于人为造成。钻探取土和运输中造成的影响可以从发展野外现场测试方法加以解决，如采用核射线法测定含水率。土层不均匀是土体本身的客观实际，为此，选取测定含水率的试样时，应根据试验目的和要求而定。若为了了解全土层综合而概略的天然含水率，可沿土层剖面竖向切取土样，拌和均匀测定其含水率；如果配合压缩试验、抗剪强度试验、渗透试验，应在切取试样环刀的上下两面选取土样，这样测得的含水率的结果可能由于土样层次不均有所差异，但有助于了解土层的真实情况和对试验成果的分析。关于试样的数量，对于烘干法，为使试验结果准确可靠，同时考虑到烘焙时间的长短，粘质土取

15～30g；砂质土或砾质土因持水性差，颗粒大小相差悬殊，水含量易于变化，所以试样应多取一些，规定采用50g。酒精燃烧法大多为施工质量控制所采用，为使酒精用量不宜过大，根据实践经验，粘性土样的数量为5～10g。炒干法适用于颗粒均匀的砂、砾料，试样数量应根据含粗颗粒粒径的大小而选择，粒径大的多取，可参考表1-4-1。

粒径范围与试样数量　　表1-4-1

粒径范围(mm)	试样数量(g)	粒径范围(mm)	试样数量(g)
5以下	500	40以下	3000
10以下	1000	40以上	3000以上
20以下	1500		

实容积法，对原状土或击实土，按密度试验要求用环刀切取试样；对散状土，取代表性试样80～100g。微波法一般可取$30\times2cm^3$的试样即可。

(二)测定含水率时烘干温度和时间的控制

国家标准中规定测试含水率时的烘干温度采用105～110℃，这是因为取决于土的水理性质。粘性土中水一般分为强粘结水、弱粘结水和自由水三种，为不使强结合水不断析出及有机质不断损失，保证测得的结果稳定，烘干温度不宜过高。目前国际上一些主要试验标准，例如美国ASTM、英国BS、日本JIS、德国DIN标准规定的烘干温度在100～115℃之间，且多数采用105～110℃。国标上也采用105～110℃。比原来采用100～105℃提高5℃。

酒精燃烧法和炒干法，其温度均不符合105～110℃的要求，但酒精倒入试样燃烧开始时即气化，酒精的气体部分构成火焰的焰心，火焰与土样一般保持2～3cm的距离，实际上土样受到的温度仅在70～80℃，待火焰将熄灭的几秒钟才与土面接触，致使土的温度上升200～220℃。由于高温燃烧时间较短，土样基本受到适宜的温度，根据经验得知，测得的结果与烘干法误差不大。炒干法是将金属盘放在火炉上将土炒干，温度在100～150℃，由于砂土中强粘结水较少，温度影响较小。

至于烘干时间与土的类别及取土数量有关。对粘性土取15～30g，烘干时间不少于8h是根据多年比较试验而确定的。对砂性土不少于6h，由于砂性土持水性差，水含量易于变化。对烘干、烧干、炒干的试样应先冷却后再称量，一是避免因天平受热不匀影响称量精度，二是防止热土吸收空气中的水分。为此，试样应放在装有干燥剂的缸内冷却，缸口涂以凡士林与外界空气隔绝，试样在干燥缸内冷却至室温再称量。

(三)关于有机质土的含水率测定

在105～110℃恒温下长期烘焙，有的有机质特别是腐殖酸可在烘焙过程中逐渐分解而不断的减轻其质量，使测得的含水率比实际的含水率大；有的有机质(如有机碳)在烘焙中其质量因氧化而增加，使测得的含水率比实际的含水率小，因此，标准规定有机质含量超过5%的土，烘干温度采用65～70℃。

(四)平行试验和平行差值

标准中规定采用平行试验的目的是为了避免操作中发生错误，对原状土通过平行试验可进一步了解含水率的均匀程度。为保证试验准确度，试验中规定平行差值是合理的，对于烘干法，含水率在40%以下，允许差值1%；含水率大(等)于40%，允许差值2%。而对于一些快速测定法，由于准确度较差，只能参考烘干法的规定，斟酌采用。

第二节　界限含水率试验

一、界限含水率的概念

粘性土的状态随着土中水量的变化而变化。各种粘土有一个处于塑性状态的含水率范围，界限含水率就是这个范围的量度值。1911 年瑞典科学家阿太堡(Atterberg)将土从液态过渡到固态的过程划分为五个阶段，规定了各个界限含水率，称为阿太堡限度。

对工程来说，具有实用意义的是液限、塑限和缩限。液限是可塑状态的上限，塑限是可塑状态的下限。含水率低于缩限，水分蒸发时体积不再缩小。界限含水率，尤其是液限，能较好地反映土的某些物理力学性质。图 1-4-1 定性的表示土体随水量变化的状态。若以纵坐标表示剪切变形的速率，横坐标表示剪应力，那么就可以了解土的状态变化在应力应变特性上的反映。图 1-4-1(a)中，通过坐标原点的曲线(1)为牛顿液体的特性，直线的斜率为粘滞系数 η。当液体中有粘土颗粒时，流动曲线(2)，其粘滞性取决于剪切速率。当含水率减小时，土体对变形产生阻力，即具有屈服应力 τ_0，土体对剪应力的反映，如图 1-4-1(b)所示。该图中曲线(1)是理想状态，曲线(2)是接近真实土体，这种特性属于宾哈姆体，即具有塑性。从液体到塑性体的变化是逐步发生的。用一种特别灵敏的仪器测定土的强度，将土具有最小强度时的含水率作为液体和塑性体之间的界限值，称为液限 w_L。如果土的水分继续减小，屈服应力增加到一定值，土就变成具有脆性，其应力与应变如图 1-4-1(c)所示。区分塑性和脆性的界限含水率定义为塑限 w_p。在脆性固体范围内，含水率比塑限低，粘土搓揉时将破碎。因此，试验是根据搓揉小土条达到一定尺寸，土条开始断裂，这时的含水率为土的塑限。饱和粘土逐步干燥，土体积逐渐减缩，当土体不再收缩时的含水率称为缩限 w_s。这个界限含水率在工程中较少应用。液限与塑限之间的含水率为塑性指数 I_p，它是粘土塑性的量度。

含水率与液限和塑限的关系可以用相对稠度 I_c 或液性指数 I_L 表示。

$$\left.\begin{aligned} I_c &= \frac{w_L - w}{I_p} \\ I_L &= \frac{w - w_p}{I_p} \end{aligned}\right\} \qquad (1\text{-}4\text{-}2)$$

式中：I_c——相对稠度；

I_L——液性指数；

w_L——液限，%；

w_p——塑限，%；

I_p——塑性指数，%；

w——天然含水率，%。

相对稠度、液性指数与含水率三者的关系，见表 1-4-2。

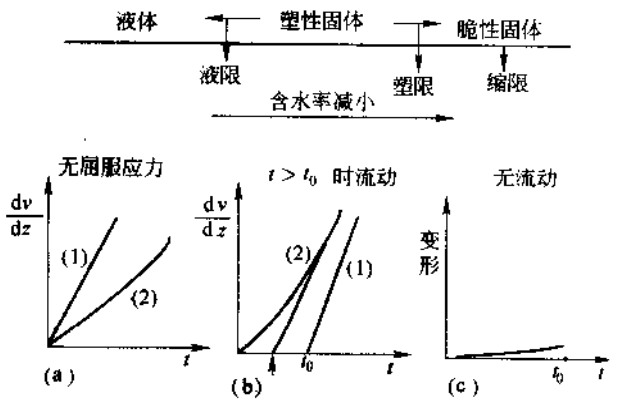


图 1-4-1　含水率与土性质的关系
(a)牛顿液体；(b)宾哈姆体；(c)脆性固体

二、界限含水率试验方法

目前国际上测定液限的方法是碟式仪法和圆锥仪法。各国采用的碟式仪和圆锥仪规格不

相对稠度、液性指数与含水率三者关系　　表 1-4-2

含水率范围	相对稠度 I_r	液性指数 I_l	含水率范围	相对稠度 I_c	液性指数 I_c
低于塑限	>1	负值	液　限	0	1
塑　限	1	0	大于液限	负值	>1
液限与塑限之间	1~0	0~1			

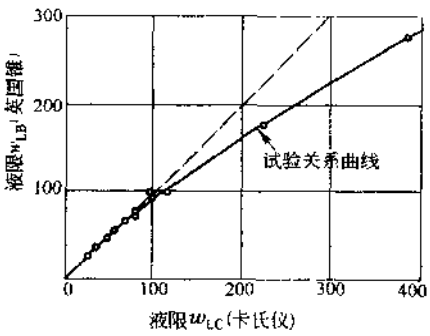


图 1-4-2　圆锥仪法和碟式仪法的液限关系

尽相同，对试验结果有影响。利用碟式仪和我国采用的 76g 圆锥入土深度 10mm 圆锥仪进行比较，结果是随着液限的增大，两者所测得的差值增大，见图1-4-2。一般情况下碟式仪测得的液限大于圆锥仪液限。国际上对液限的测定虽然没有统一的标准，但各国的标准均是以美国卡氏碟式仪作为比较基础。目前英国采用圆锥仪法，也是与碟式液限等效的。英国采用质量为 80g 的圆锥，锥角 30°，以入土深度 20mm 时的含水率作为液限。考虑到国内长期使用 76g 圆锥，根据圆锥仪的特点和我国几十年的使用实践，认为圆锥仪操作简单，所测数据比较稳定，标准易于统一，所以我国仍旧用圆锥仪测定液限，但标准是与碟式仪等效的。国家标准GB/T 50123—1999中列入了圆锥仪法和碟式仪法。

塑限的测定长期采用滚搓法，该法最大的缺点是人为因素影响大，测值比较分散，所得成果的再现性和可比性较差。20 世纪 70 年代后期，原水利电力部、冶金部和交通部公路系统进行了大量的比较试验。经过多年的经验积累和对比试验，与碟式仪法和滚搓法进行了相关分析，确定了用圆锥仪测定液限和塑限等效于碟式仪法和滚搓法的贯入深度，建立了液、塑限联合测定法。

（一）液限、塑限联合测定法

1.联合测定法的理论依据是圆锥入土深度与相应含水率在双对数坐标上具有直线关系，根据极限平衡理论求得。如图 1-4-3 所示，设 P 代表圆锥的重力，A 代表锥与土接触面积，则沿此表面的极限剪应力等于：

$$\tau = \frac{P\cos\frac{\alpha}{2}}{A}$$

式中：α——圆锥的顶角；

A——$\pi rl = \pi h^2 \tan\frac{\alpha}{2}/\cos\frac{\alpha}{2}$。

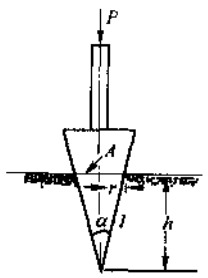


图 1-4-3　圆锥仪

所以

$$\tau = \frac{P\cos^2\frac{\alpha}{2}}{\pi h^2 \tan\frac{\alpha}{2}} = CP/h^2 \qquad (1\text{-}4\text{-}3)$$

式中：C——圆锥形状系数。

若圆锥顶角为 30°，将式(1-4-3)绘成双对数线，则是一条直线，如图 1-4-4 所示。图上绘制了某单位对多种土用小十字板剪力仪和无侧限压缩仪进行的不同含水率和抗剪强度与对应圆

锥入土深度试验的成果。从图上看出，理论曲线与试验曲线在特性上是一致的。将式(1-4-3)写成双对数表达式：

$$\lg\tau = C_1 - 2\lg h \tag{1-4-4}$$

根据已有的试验研究，重塑土的无测限抗压强度$\left(\frac{1}{2}q_u\right)$与含水率($w$)也存在双对数关系，其表达式为：

$$\lg\tau = C_2 - m\lg w \tag{1-4-5}$$

比较两式消去 τ，即得 h 与 w 的关系：

$$\lg h = \frac{m}{2}\lg w + (C_1 - C_2) \tag{1-4-6}$$

式(1-4-6)表明入土深度(h)与含水率(w)成双对数关系。

2.联合测定法的仪器示意图，如图 1-4-5 所示。该法对仪器的要求是：能自动放锥，入土深度的读数应准确至 0.2mm。圆锥仪表面应光滑，锥尖需保持完整。为保持测试成果的准确性，勿使锥尖碰撞硬物，使用一段时间后，应进行锥尖磨损情况的检查，见有关的检验规程。在实际使用时，图 1-4-5 中的读数显示可采用光电式、游标式和百分表式。常用的光电式液、塑限联合测定仪的示意图，见图 1-4-6。目前国内光电式有定型产品。

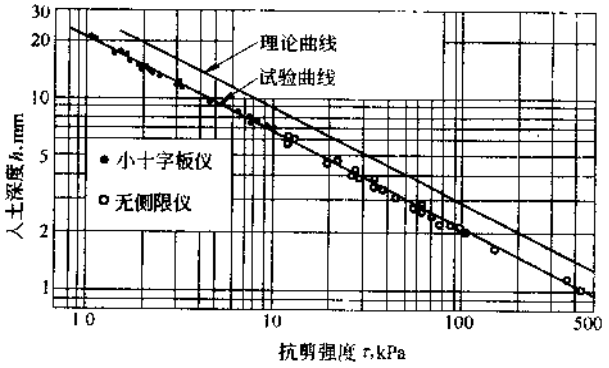


图 1-4-4 圆锥入土深度与抗剪强度关系

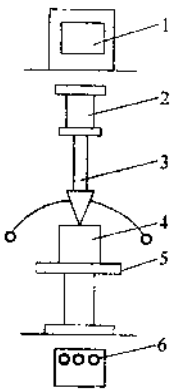


图 1-4-5 液、塑限联合测定仪示意图
1-显示屏；2-电磁铁；3-带标尺的圆锥仪；4-试样杯；5-升降座；6-控制开关

3.联合测定仪测定液限、塑限的试验标准：

(1)液限试验标准的选定。液限是试样从牛顿液体(粘滞液体)状态变成宾哈姆体(粘滞塑性)状态时的含水率，在该界限时，试样出现一定的流动阻力，即最小可量度的抗剪强度，理论上是强度“从无到有”的分界点，这是采用各种测定方法等效的标准。根据以往的研究，卡萨格兰特(Casagrande)得到土的液限状态时的不排水强度为 2～3kPa。而使用 76g 圆锥，入土深度 10mm 时测得土的计算强度为 8.4kPa 比其他标准下的强度高很多。实际上，按 76g 入土深度 10mm 对应的试样含水率不是土的真正液限，数值比国际上公认的碟式仪标准小，不能反映土的真正物理状态。为此，国家标准中作了修改，使其向国际上的通用标准等效，一般是采用与碟式仪法测得液限时土的抗剪强度相一致的方法来确定圆锥仪入土深度作为液限标准是合理的。原水利电力部、冶金部、交通部公路系统利用不同质量的圆锥仪，对不同地区、不同土类测定不同入土深度下土的十字板剪切强度和无侧限抗压强度的结果表明：76g 圆锥入土深度

17mm 和 100g 圆锥入土深度 20mm 时土的强度与卡氏碟式仪测得液限时土的强度(平均值)一致,说明这两种标准与卡氏碟式仪标准等效。目前国家标准《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)中列入了 76g 圆锥入土深度 17mm 时的含水率作为液限标准,而交通部公路系统的标准《公路土工试验规程》(JTJ 051—93)中采用 100g 圆锥入土深度 20mm 作为液限标准。

(2)塑限试验标准的选定。使用圆锥仪测定土的塑限是以滚搓法作为比较的,主要问题是确定相应的入土深度。与液限一样,塑限也可从圆锥入土深度与土的抗剪强度关系中反映出来。关于塑限时土的强度值,国内外的实测值比较分散。由于滚搓法本身的测值分散,加上塑限时土体近三相体,强度的测定也比较困难,因此,很难定出塑限相应的强度值。比较试验得到,相当于滚搓法塑限的平均强度值为 143kPa,而 76g 圆锥入土深度 2mm 时土的平均强度为 156kPa。说明入土深度 2mm 时的含水率作为塑限基本上与滚搓法塑限相应。

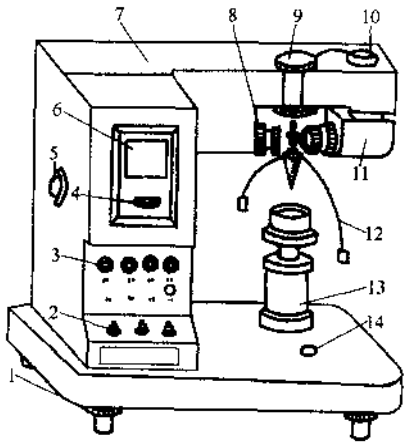


图 1-4-6 光电式液、塑限联合测定仪示意图
1-水平调节螺丝;2-控制开关;3-指示灯;4-零线调节螺丝;5-反光镜调节螺丝;6-屏幕;7-机壳;8-物镜调节螺丝;9-电磁装置;10-光源调节螺丝;11-光源;12-圆锥仪;13-升降台;14-水平泡

4.联合测定法的试验操作:

(1)本试验宜用天然含水率试样,当土样不均匀时,采用风干试样。当试样中含有粒径大于 0.5mm 的土粒和杂物时,应过 0.5mm 筛。采用天然含水率土样时,取代表性试样约 250g;采用风干试样时,取过 0.5mm 筛的代表性试样约 200g,用纯水将土样调成均匀膏状,放入调土皿,浸润过夜,将试样充分调匀后,填入试样杯中。填样时不应有孔隙,填满后刮平表面。

(2)将试样杯放在联合测定仪的升降座上,在圆锥尖抹一薄层凡士林,接通电源,使电磁铁吸住圆锥。

(3)将屏幕上的标尺调至零位,调整升降座,使圆锥尖接触土面,指示灯亮时,圆锥在自重下沉入试样,经 5s 后测读圆锥入土深度,取出试样杯,挖去锥尖入土处的凡士林,取锥体附近的试样不少于 10g 放入称量盒内,测定含水率。

(4)将全部试样再加水或吹干并调匀,重复以上步骤分别测定第二点、第三点试样的圆锥入土深度及相应的含水率。

(5)将圆锥入土深度及相应的含水率在双对数坐标上绘制关系曲线,求得圆锥入土深度为 17mm 及 2mm 时的相应含水率为液限及塑限,见图 1-4-7。

注:现行《建筑地基基础设计规范》中采用的塑性指数和液性指数仍旧是入土深度为 10mm 时的含水率。若需要 10mm 时的液限,同样可在图 1-4-7 上查得。

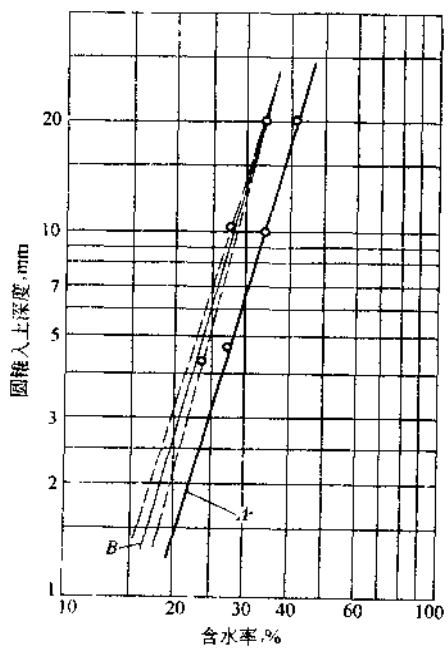


图 1-4-7 圆锥下沉深度与含水率关系

5.联合测定法中的几个问题:

(1)试样制备及测点的分布:进行液、塑限联合测定可采用三皿法或一皿法,即制备三份不同含水量的试样进行测定为三皿法。先制备一份含水量的试样,然后增加水分或减小水量进行逐点测定称一皿法。在实际试验中发现,若三份试样取得不均匀会影响试验结果。而一皿法可克服这个缺点,含水率可从小做到大。若采用天然含水率的试样也可从大做到小,但试样一定要调匀。关于测点的分布,一般设三个测点,相邻的含水率差别大些,测得的三点人土深度间距也大些,在图上分布比较均匀,一般人土深度在 2 ~ 17mm 之间。最低一点若取 2 ~ 3mm,制样比较困难,即土样不易调匀。根据实践经验可取 4 ~ 5mm,第二点在 9 ~ 11mm,最高点在 16 ~ 18mm。

(2)圆锥下沉深度的标准读数时间,对高液限的粘质土和粉质土,锥体下沉后能在较短时间内稳定,这类土,5s、15s、30s 的读数保持不变。而对低液限的粉质土,由于试样在锥体作用下发生排水,使锥体继续下沉,有时长达数分钟后才能稳定,若待锥体持续下沉很长时间再读数,此时含水率和强度均有变化,求得的结果不能反映试样的真实情况。因此,原则上当锥体很快下沉转变为缓慢蠕动下沉时就读数,但这很难做到。为了尽可能避免蠕动的影响,国家标准《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)中规定以 5s 作为锥体下沉的读数时间。

(二)碟式仪法液限试验

国内采用碟式仪测定液限的单位极少。美国、日本以及欧洲国家均采用碟式仪测定液限。虽然各国都采用卡氏碟式仪为标准,但其仪器规格仍有差别,根据现有的比较试验资料表明:碟的质量、槽刀形状及基座材料的弹性对成果影响较大。英国所用碟式仪的基座材料为硬橡胶,美国推荐用硬塑料,两者测得的液限含水率略有差别。由于仪器规格不同,因此所测得的强度也有所不同。我国以往采用的是国际上应用较广的 ASTM 标准的液限仪及 A 型槽刀,如图 1-4-8 所示。

对碟式仪的仪器设备要求是:碟于必须自由下落而不能左右摇晃,其上升高度与基底的间距准确至 10mm,这可用间隙块检查,当碟子上升到最大高度时,块规刚好通过(块规常用划槽刀的把子),若不符合要求,可用调节螺丝调节。划槽刀尖端宽度为 2mm,如磨损应更换。

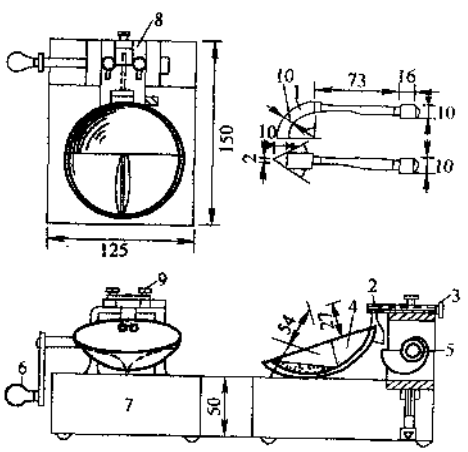


图 1-4-8 碟式液限仪(单位:mm)
1-开槽器;2-销子;3-支架;4-土碟;5-蜗轮;6-摇柄;7-底座;8-调整板;9-螺丝

碟式仪法测定液限应制备数个不同含水量的试样,试样制备与联合测定法相同。装填试样时必须将碟于放在基座上,不能由凸轮支着。

1.将制备好的试样从碟子中间填进向两旁挤,以免夹有气泡,试样表面平整并与基座平行。试样中心厚度为 10mm。用划槽刀经蜗形轮中心沿铜碟直径将试样划开,形成 V 形槽。

2.以每秒两转的速度转动摇柄,使铜碟反复起落,坠击于基座上,数记击数,直至槽底两边试样的合拢长度为 13mm 时为止,记录击数,并在槽的两边取试样测定含水率。

3.将制备的不同含水量的试样,重复上述步骤,测定 4 ~ 5 个试样的含水率,槽底试样合拢至 13mm 所需要的击数控制在 15 ~ 35 击之间。

4.绘制含水率与击数关系曲线,见图 1-4-9。在曲线上取 25 击所对应的含水率即为液限。

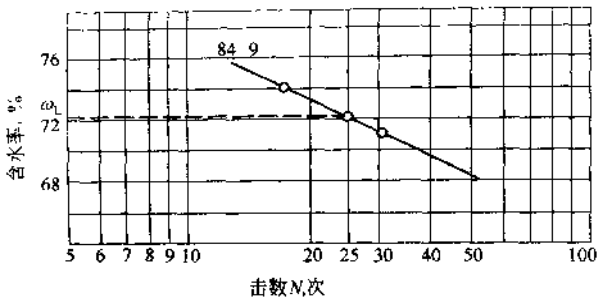


图 1-4-9 液限曲线

在进行试验过程中,槽沟闭合的判断人为影响较大,目前各国闭合长度规定不一致,多数采用 13mm。但必须指出,即使合拢长度规定相同,判断起来也较困难。另外碟式仪液限操作较难掌握,且费时间,成果也容易分散,故目前国内较少采用。目前国内使用的碟式仪多数为进口仪器,国内尚无定型的碟式仪,虽然也根据引进仪器的参数研制了产品,但试验结果不甚理想,这是值得进行研究的。

(三)滚搓法塑限试验

用滚搓法测定塑限在国内一直使用,该法纯粹是手工操作,它的准确程度完全取决于操作者的经验和技巧,所以人为影响较大。

当试样滚搓至直径 3mm 时,试样发生裂缝和断裂,相应的含水率定义为塑限。裂缝和断裂必须是试样内水量减少的结果,而不是由于用力过大而压碎,也不是土条过长而折断。滚搓法试验是将制备好的试样在手中揉捏至不粘手,捏扁,当出现裂缝时表示其含水率接近塑限。

取接近塑限含水率的试样 8 ~ 10g,用手搓成椭圆形,然后放在毛玻璃板上用手掌滚搓,滚搓时手掌的压力要均匀地施加在土条上,土条不得有空心现象。

(四)收缩试验

1.重塑土的收缩试验是测定土体的缩限。仪器采用收缩皿。将土样制备成含水率等于或大于 10mm 液限的试样,然后分层填入收缩皿内,必须填实,不可夹有气泡,刮平表面后称重。先在通风处晾干,再放在烘箱中烘至恒量,取出冷却后称重。用蜡封法测定试样的体积,用下式计算缩限。

$$w_n = w - \frac{V_0 - V_d}{m_d}\rho_w \times 100\% \tag{1-4-7}$$

式中:w_n——土的缩限,%;

w——制备土样时含水率,%;

V_0——湿试样体积,cm^3;

V_d——干试样体积,cm^3;

ρ_w——水的密度,g/cm^3。

2.原状土的收缩试验是测定土的线缩率、体缩率、收缩系数和缩限。仪器采用收缩仪,如图 1-4-10 所示。多孔板上孔的面积应占整个板面积的 50%以上。用环刀切取试样,推出后置于多孔板上称重,装上百分表,测记初读数。在室温不高于 30℃的条件下进行收缩。根据室内温度及收缩速度,每隔 1 ~ 4h 测记百分表读数并称重。两天后每隔 16 ~ 24h 测记百分表读数并称重,直至两次读数基本不变。取出试样,在 105 ~ 110℃温度下烘干,称干土质量,用蜡封法测定试样体积,计算不同时间的含水率,并按下列公式计算线缩率和体缩率。

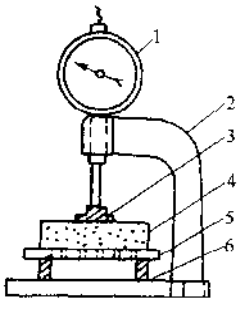


图 1-4-10 收缩仪

1-量表;2-支架;3-测板;4-试样;5-多孔板;6-垫块

$$\delta_{si} = \frac{z_i - z_0}{h_0} \times 100\% \tag{1-4-8}$$

$$\delta_v = \frac{V_0 - V_d}{v_0} \times 100\% \tag{1-4-9}$$

上述式中：δ_{si}——试样在某时刻的线缩率，%；

z_i——某时刻的百分表读数，mm；

z_0——百分表的初读数，mm；

h_0——试样初始高度，mm；

δ_v——体缩率，%；

V_0——试样初始体积，cm^3；

V_d——干试样体积，cm^3。

土的缩限用作图法确定，以线缩率为纵坐标，含水率为横坐标，绘制关系曲线，见图 1-4-11。延长第Ⅰ、Ⅲ阶段的直线段至相交，交点 E 所对应的含水率即为土的缩限。收缩系数 $\lambda = \frac{\Delta\delta_{si}}{\Delta w}$。

三、界限含水率成果的应用

从含水率的测定得到的液限、塑限以及由此推导出的塑性指数、液性指数以及缩限等均得到广泛的应用。许多研究者经过实践的总结和所累积资料的分析，提出了鉴别土的物理状态的各含水率指标标准，以及指标间的相互关系。表 1-4-3为常见粘土矿物的液、塑限，由表可知，液限取决于土的矿物组成、表面交换能力以及吸附水膜的厚度，一般来说，表面交换能力强，土颗粒比较薄，吸附水膜较厚，液限值就高。

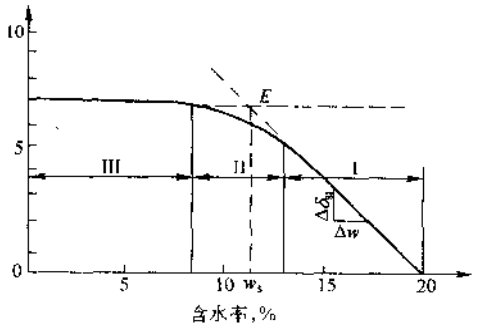


图 1-4-11 线缩率与含水率关系曲线

常见粘土矿物的液、塑限　　表 1-4-3

	高岭土	伊利土	钠蒙脱土	其他蒙脱土	粗粒土
液限 w_L(%)	40～60	80～120	700	300～650	20 或 0
塑性指数 I_p	10～25	50～70	650	200～550	0
活动度	0.4	0.9	7	1.5	0

用于土的工程分类，液、塑限对细粒土的鉴别和分类提供了非常有用的资料，我国《建筑地基基础设计规范》以塑性指数将细粒土分为：

$I_p > 17$　　粘土

$10 < I_p \leqslant 17$　　粉质粘土

应用液性指数判别土的状态，分为：

$I_L < 0$　　坚硬

$0 < I_L \leqslant 0.25$	硬塑
$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	可塑
$0.75 < I_L \leqslant 1.0$	软塑
$I_L > 1.0$	流塑

众所周知，塑性指数反映的只是液、塑限的差值，并未说明两个界限含水率的绝对值。实际上液、塑限差值相等的两种土：一种是绝对值均高，一种是绝对值均低，两种土的性质截然不同。根据经验，土的性质既随塑性指数，也随界限含水率所处位置而变化。目前对细粒土分类采用的塑性图就是既考虑塑性指数，又考虑了土的液限大小，比单用塑性指数更为合理。

土的收缩特性可用于判断地基土的适用性。国外在公路工程中，所采用的土分类，用缩性的各项指标来判断路基好坏、冻害的程度。近 20 年来，利用缩性指标及液、塑限来综合判断土的膨胀特性，从而对膨胀土进行分类，这些方法可参考有关文献。

第五章　密度试验

一、定义和适用范围

土的密度定义为单位体积质量。它是土的主要物理性指标之一。用它可以换算土的干密度、孔隙比、饱和度等指标。无论室内试验或野外勘查以及施工质量控制中均要测定密度。测定密度的方法常用的有环刀法、蜡封法、灌砂法和灌水法等。对粘性土、环刀法操作简便而准确，在室内和野外普遍采用。不能用环刀切削的坚硬、易碎、含有粗粒、形状不规则的土可用蜡封法。灌沙法和灌水法一般在野外应用，适用于砂、砾等。近几年用于现场测定天然密度的核子射线法也逐渐成熟，对饱和松散砂、淤泥、软粘土等可用此法测定。

二、试验方法和操作

(一)环刀法

1.操作见原状土试样的制备，并按下列公式计算土的密度：

$$\rho_0 = \frac{m_0}{V} \tag{1-5-1a}$$

$$\rho_d = \frac{\rho_0}{1 + 0.01 w_0} \tag{1-5-1b}$$

式中：ρ_0——土的湿密度，g/cm^3；

ρ_d——土的干密度，g/cm^3；

m_0——湿土质量，g；

V——试样体积(环刀容积)，cm^3；

w_0——土的含水率，%。

2.环刀法的注意事项：

(1)按土质均匀程度及土样尺寸选择不同容积的环刀。室内进行密度试验，考虑到与剪切、固结等项试验所用环刀相配合，一般选用内径为 61.8mm，高为 20mm 即容积为 60cm^3 的环刀。施工现场检查填土压实密度时，因每层土压实厚度达 20～30cm，土层上下压实程度不匀，而环刀容积过小，取土深度稍有变化，所测密度误差较大，一般采用增大环刀容积提高试验成果的精度。环刀容积可用 200～500cm^3。如果采用较小容积环刀，则应每层土的上、下部位分别测定密度，以了解土的压实程度。

环刀高度与直径之比对试验成果有影响，环刀高度过大时，土与环刀内壁的摩擦就越大，同时增大取样的困难，为此，要控制径高比，根据国内外的资料，一般采用的径高比为 2.5～3.5。

环刀壁越厚，压入时土样扰动程度越大，所以环刀壁越薄越好。但环刀压入土中时，受到相当的压力，壁过薄，则环刀容易变形和损坏，故一般壁厚采用 2mm 左右，刃口厚度 0.3mm。

(2)用环刀切土时，要防止试样扰动，所以应先切成一个较环刀内径略大的土柱，然后将环

刀垂直下压。为避免环刀下压时挤压四周土样，应边压边削，直至土样伸出环刀，将两端修平。因环刀容积较大，不易切成土柱，故施工现场可用直接压入法。

(二)蜡封法

1.切取体积不小于 30cm³ 的代表性试样，系上细线称量。持线将试样缓缓浸入刚过熔点的蜡液中，浸没后立即提出，检查试样周围的蜡膜；当有气泡时应用针刺破，用蜡液补平，冷却后称蜡封试样质量。然后将蜡封试样挂在天平的一端，浸没在盛有纯水的烧杯中，称其在水中的质量，取出试样，擦干表面水分，再称蜡封试样质量，检查是否有水透入，当质量增加时，应重做试验。

2.按下式计算试样的密度：

$$\rho_0 = \frac{m_0}{\frac{m_n - m_{nw}}{\rho_{wT}} - \frac{m_n - m_0}{\rho_n}} \tag{1-5-2}$$

式中：m_n——蜡封试样质量，g；

m_{nw}——蜡封试样在水中的质量，g；

ρ_{wT}——纯水在 T℃时的密度，g/cm³；

ρ_n——蜡的密度，g/cm³；

其他符号同前。

3.蜡封法的注意事项：

(1)关于蜡的温度规定刚过熔点，以蜡液达到熔点以后不出现气泡为准。蜡液温度过高，对试样的含水率和结构都会造成一定的影响，而温度过低，蜡溶解不均匀，不易封好蜡皮。蜡封时为避免土样的扰动和有气泡封闭在试样与蜡之间，故需缓慢地将试样浸入蜡中。

(2)水的密度随温度而变化，故试验中应测定水温，其目的是为了消除因水密度变化而产生的影响。各种蜡的密度不相同，所以试验前需测定蜡的密度。测定方法可将蜡块系于线上，称其在空气和水中的质量，求出其密度。

(三)灌砂法

1.灌砂法所用的标准砂应该清洗洁净，选择适当粒径使其密度变化较小，标准中规定粒径在 0.25～0.50mm，密度选用 1.47～1.61g/cm³。试验前首先用密度测定器测定标准砂的密度。其次根据试样最大粒径，按规定尺寸挖好试坑，将试样称量。利用密度测定器上的容砂瓶向试坑中注砂，根据容砂瓶内用去砂的质量，计算试样的密度：

$$\rho_0 = \frac{m_p}{\frac{m_s}{\rho_s}} \tag{1-5-3}$$

式中：ρ_0——试样密度，g/cm³；

m_p——试样质量，g；

m_s——注满试坑所用标准砂的质量，g；

ρ_s——标准砂的密度，g/cm³。

2.灌砂法试验中的几个问题：

(1)试坑尺寸必须与试样粒径相配合，使所取的试样有足够的代表性，为此在标准中规定了与试样最大粒径相对应的试坑尺寸，见表 1-5-1。

试 坑 尺 寸　　表 1-5-1

试样最大粒径(mm)	试坑尺寸(mm)	
	直 径	深 度
5(20)	150	200
40	200	250
60	250	300

(2)由于灌砂法适用砂、砾,在开挖试坑时,周围的砂粒容易移动,使试坑体积减小,测得的密度偏高,操作时应特别小心。试坑内已松动的颗粒应全部取出。

(3)地表刮平对正确测定试坑体积是很重要的。现在灌砂法一般不用套环,而是直接在刮平的地面上挖试坑,然后灌砂求其体积。往往由于地面没有刮平,使所测试坑体积不准确。为使所测体积比较正确,可以在表面上放一套环,以套环上缘为固定基准面,可以灌砂测定基准面与地面之间的体积,挖坑后测基准面与坑底之间的体积,两者相减即为试坑体积。但该法增加工序,使试验时间延长,故一般不采用。

(四)灌水法

1.灌水法的操作与灌砂法一样,先挖试坑,然后在试坑内铺薄层塑料膜后灌水测定试坑体积,利用储水筒中的水量计算试样的密度。试坑的体积按下式计算:

$$V_p = (H_1 - H_2)A_w \tag{1-5-4a}$$

式中:V_p——试坑体积,cm^3;

H_1——储水筒中初始水位高度,cm;

H_2——储水筒中终了水位高度,cm;

A_w——储水筒断面积,cm^2。

2.试样密度按下式计算:

$$\rho_0 = \frac{m_p}{V_p} \tag{1-5-4b}$$

式中:ρ_0——试样密度,g/cm^3;

m_p——试样质量,g;

V_p——试坑体积,cm^3;

3.目前不少工地采用灌水法测定试样密度,挖试坑后在坑内铺塑料薄膜袋,由于薄膜不能紧贴凹凸不平的坑壁,并有折叠、皱纹等现象,使测得的体积缩小,计算的密度偏大。为了避免过大的误差,要求薄膜袋的尺寸应与试坑大小相适应。

第六章　比重试验

一、定义和适用范围

1.土粒比重是土的基本物理性指标之一。它是计算孔隙比和评价土类的主要指标。土粒比重定义为土粒在105～110℃温度下烘至恒量时的质量与同体积4℃时纯水质量的比值。根据现行国家标准《岩土工程基本术语标准》(GB/T 50279)仍使用"土粒比重"这个无量纲的名词,作为土工试验中的专用名词。《现代科学技术词典》将材料的比重定义为材料的密度和某一标准材料的密度之比。这样可以消除重力加速度是一变数而造成定义的不严谨,使定义更具有科学性和一般性。土工试验中对土粒比重的定义既照顾了岩土工程中的习惯用法,又有明确的科学定义,符合法定计量单位的有关规定。

2.按照土粒粒径的不同,分别选用不同的方法进行比重测定。

(1)对于粒径小于5mm的土,用比重瓶法进行。

(2)对于粒径大于、等于5mm的土,其中含粒径大于20mm颗粒少于10%时,用浮称法进行;含粒径大于20mm颗粒等于、大于10%时,用虹吸筒法进行;对粗、细颗粒混合的土,应区别情况进行测定,以不影响准确度为原则。

①当其中含大于5mm的粗粒含量较少时,可直接用比重瓶法测定,并允许将大于5mm的颗粒敲碎拌和均匀后取样。颗粒敲碎有助于排除孔隙里的空气。

②当大于5mm的粗粒含量较多时,根据实际情况分别用浮称法(或虹吸筒法)和比重瓶法测定。再求其加权平均值。

(3)土颗粒的平均比重按下式计算:

$$G_{s(m)}=\frac{1}{\frac{P_1}{G_{s1}}+\frac{P_2}{G_{s2}}} \tag{1-6-1}$$

式中:$G_{s(m)}$——土颗粒的平均比重;

P_1——粒径大于、等于5mm的土颗粒质量占试样总质量的百分比,%;

P_2——粒径小于5mm的土颗粒质量占试样总质量的百分比,%;

G_{s1}——粒径大于、等于5mm的土颗粒比重;

G_{s2}——粒径小于5mm的土颗粒比重。

3.一般土粒的比重用纯水测定,对含有可溶盐、亲水性胶体或有机质的土,须用中性液体(如煤油)测定。

二、试验方法

(一)比重瓶法

1.比重瓶容积为100ml和50ml,且分长颈和短颈两种。比重瓶的容积对测定的比重值经

比较试验认为影响不大，只是容积大些，取样多些，使试样的代表性和试验准确度有所提高。所以标准中一般采用100ml的比重瓶(也允许用50ml的比重瓶)。在试验前比重瓶需要校正，方法是：将比重瓶洗净、烘干，置于干燥器内冷却后称量；将煮沸经冷却的纯水注入瓶中，对长颈比重瓶注水至刻度处；对短颈比重瓶应注满，塞紧瓶塞，多余水自瓶塞毛细管中溢出。然后将比重瓶放入恒温水槽直到瓶内水温稳定后取出比重瓶，擦干比重瓶，称瓶加水总质量，并测定恒温水槽内水温。调节数个恒温水槽的温度，测定不同温度下的瓶加水总质量，绘制温度与瓶、水总质量的关系曲线即比重瓶校正曲线，见图1-6-1。

2.比重瓶法试样的制备见第三章。

(1)将比重瓶烘干，称烘干试样15g注入比重瓶，称试样及瓶总质量(需防土飞扬和散失)。向瓶内注半瓶纯水，摇动比重瓶，以排除土中空气，将瓶放在砂浴上煮沸。煮沸时间根据不同土样。砂及砂质粉土不少于30min；而粘土及粉质粘土不少于1h。待瓶内悬液温度稳定，且瓶上部悬液澄清，则向瓶中注水，长颈比重瓶至刻度处；短颈比重瓶注满，塞紧瓶塞使多余水自瓶塞毛细管中溢出。擦干瓶外，称瓶、水、土总质量，同时测定瓶内水温。

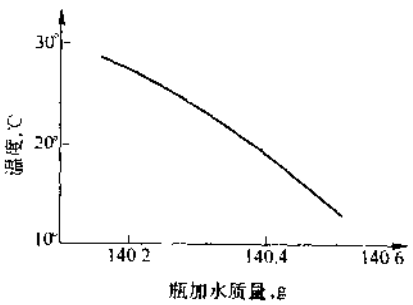


图1-6-1 温度和瓶、水总质量关系曲线

(2)根据所测温度查比重瓶校正曲线上的瓶、水总质量，按下式计算土粒比重：

$$G_s = \frac{m_d}{m_1 + m_d - m_2} G_{wt} \tag{1-6-2a}$$

式中：G_s——土粒比重；

m_d——干土质量，g；

m_1——瓶、水总质量，g；

m_2——瓶、水、土总质量，g；

G_{wt}——t℃时纯水的比重。

3.对含有可溶盐、亲水性胶体和有机质的土，用中性液体代替纯水，用真空抽气法代替煮沸法排除土中空气，并按下列公式计算土粒比重：

$$G_s = \frac{m_d}{m_1' + m_d - m_2'} G_{kt} \tag{1-6-2b}$$

式中：m_1'——瓶、中性液体总质量，g；

m_2'——瓶、中性液体、土总质量，g；

G_{kt}——t℃时中性液体的比重(实测)；

其他符号见式(1-6-2a)。

(二)浮称法

1.颗粒大于5mm的砾石、碎石和卵石等粗粒，颗粒本身有孔隙存在。孔隙又分封闭的和开敞的两部分，当浸水时，开敞部分即被水填充，而封闭部分则水不能浸入，由此，粗粒土的比重有以下几种表示方法：

(1)视比重:土粒干质量与相当于土粒实体积加封闭空隙体积的纯水4℃时质量的比值。

(2)干比重:土粒干质量与相当于土粒总体积的纯水4℃时质量的比值。

(3)饱和面干比重:当土粒呈饱和面干状态时的土粒总质量与相当于土粒总体积的纯水4℃时质量的比值。

(4)比重:土粒干质量与相当于土粒实体积的纯水4℃时质量的比值。

标准中采用视比重,这样做一方面比较方便,同时与细粒土的比重定义在实用上一致,也是切合实际的,因为一般指的孔隙,事实上是指被水充填的孔隙。

2.浮称法试验:取代表性试样500~1 000g,将其表面清洗洁净,浸入水中一昼夜后取出,放入铁丝筐,并缓慢地将铁丝筐浸没于水中,在水中摇动至试样中无气泡逸出。用浮称天平(图1-6-2)称铁丝筐和试样在水中的质量,取出试样烘干,称干试样质量。称铁丝筐在水中的质量,并测定容器内水温,按下式计算土粒比重:

$$G_s = \frac{m_d}{m_d + (m_{1s} - m_1')} G_{wt} \tag{1-6-3}$$

式中:m_{1s}——铁丝筐与试样在水中的质量,g;

m_1'——铁丝筐在水中的质量,g;

m_d——干试样质量,g

其他符号见式(1-6-2a)。

(三)虹吸筒法

1.取代表性试样1 000g左右,将试样清洗洁净,浸入水中一昼夜后取出晾干,对粗粒试样宜用干布擦干表面,并称晾干试样质量。

2.将清水注入虹吸筒(图1-6-3)至虹吸管口有水溢出时关管夹,试样缓缓放入虹吸筒中,边放边搅拌,至试样中无气泡逸出。当虹吸筒内水面平稳时开管夹,让试样排开的水通过虹吸管流入量筒,称量筒与水总质量,并测定筒内水温。

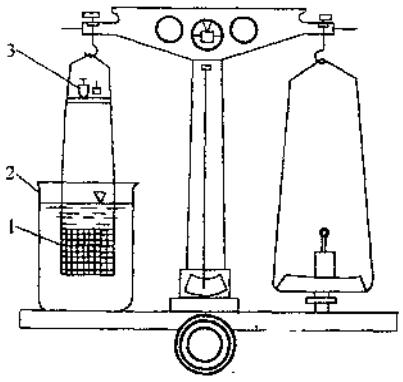


图1-6-2 浮称天平

1-盛粗粒土的铁丝筐;2-盛水容器;3-平衡砝码

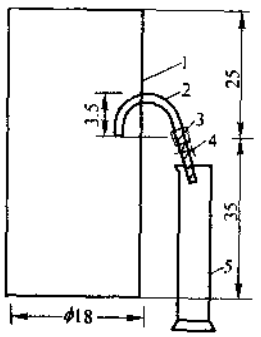


图1-6-3 虹吸筒

1-虹吸筒;2-虹吸管;3-橡皮管;4-管夹;5-量筒

3.取出试样烘干，称干试样质量和量筒质量，按下式计算土粒比重：

$$G_s = \frac{m_d}{(m_{cw} - m_c) - (m_{ad} - m_d)} G_{wt} \tag{1-6-4}$$

式中：m_c——量筒质量，g；

m_{cw}——量筒与水总质量，g；

m_{ad}——晾干试样质量，g。

第七章　颗粒分析试验

一、试验目的和适用范围

1.颗粒大小分析是测定土中各种粒组所占该土总质量的百分数的方法，借以明了颗粒大小分布情况，供土的分类及概略判断土的工程性质及建材选料之用。土是由各种大小和形状不同的颗粒所组成，根据颗粒的大小划分为若干组，叫颗粒粒组。所谓颗粒组成就是土中各种粒径范围的粒组的相对比例，通常用占总土质量的百分数来表示。

2.颗粒大小分析的试验方法主要有两大类：一是机械分析法如筛析法；二是物理分析法如密度计法、虹吸管法(移液管法)等。筛析法适用于粒径大于0.075mm，不大于60mm的土；密度计法、移液管法适用于粒径小于0.075mm的土。若土中粗细颗粒兼有，则联合采用筛析法及密度计法或移液管法。

二、试验方法

(一)筛析法

1.本试验采用分析筛，分为粗筛和细筛两大类。粗筛孔径分别为60、40、20、10、5、2mm；细筛孔径分别为2.0、1.0、0.5、0.25、0.075mm。筛析法采用振筛机，在筛析过程中能上下振动。

2.筛析法试验首先根据颗粒粒径的大小选用不同数量的试样。将试样过2mm筛，称筛上、筛下的试样数量，确定进行细筛分析和粗筛分析。当筛下试样质量小于试样总质量的10%，不作细筛分析；筛上的试样质量小于试样总质量的10%时，不作粗筛分析。

(1)取筛上的试样倒入依次叠好的粗筛中，筛下的试样倒入依次叠好的细筛中进行筛析。细筛宜置于振筛机上振筛，振筛时间为10～15min，再按由上而下的顺序将各筛取下，称各级筛上及底盘内试样的质量。筛后各级筛上和底盘上试样质量的总和与筛前试样总质量的差值，不得大于试样总质量的1%。

(2)对含有细粒土的砂性土的筛析法试验，应取代表性试样，置于盛水容器中充分搅拌，使试样的粗细颗粒完全分离，然后将容器中的试样悬液通过2mm筛，取筛上的试样烘干后进行粗筛分析；筛下的试样悬液用研杆研磨后再过0.075mm筛，将筛上的试样烘干后进行细筛分析。若粒径小于0.075mm的试样质量大于试样总质的10%时，应用密度计法或移液管法测定小于0.075mm的颗粒组成。

(3)小于某粒径的试样质量占试样总质量的百分比按下式计算：

$$x = \frac{m_A}{m_B} \cdot d_x \tag{1-7-1}$$

式中：x——小于某粒径的试样质量占试样总质量的百分比，%；

m_A——小于某粒径的试样质量，g；

m_B——细筛分析时为所取的试样质量，粗筛分析时为试样总质量，g；

d_x——粒径小于2mm的试样质量占试样总质量的百分比，%。

(4)在单对数坐标纸上绘制小于某粒径的试样质量占试样总质量的百分比与颗粒粒径的关系曲线即颗粒大小分布曲线，见图1-7-1。

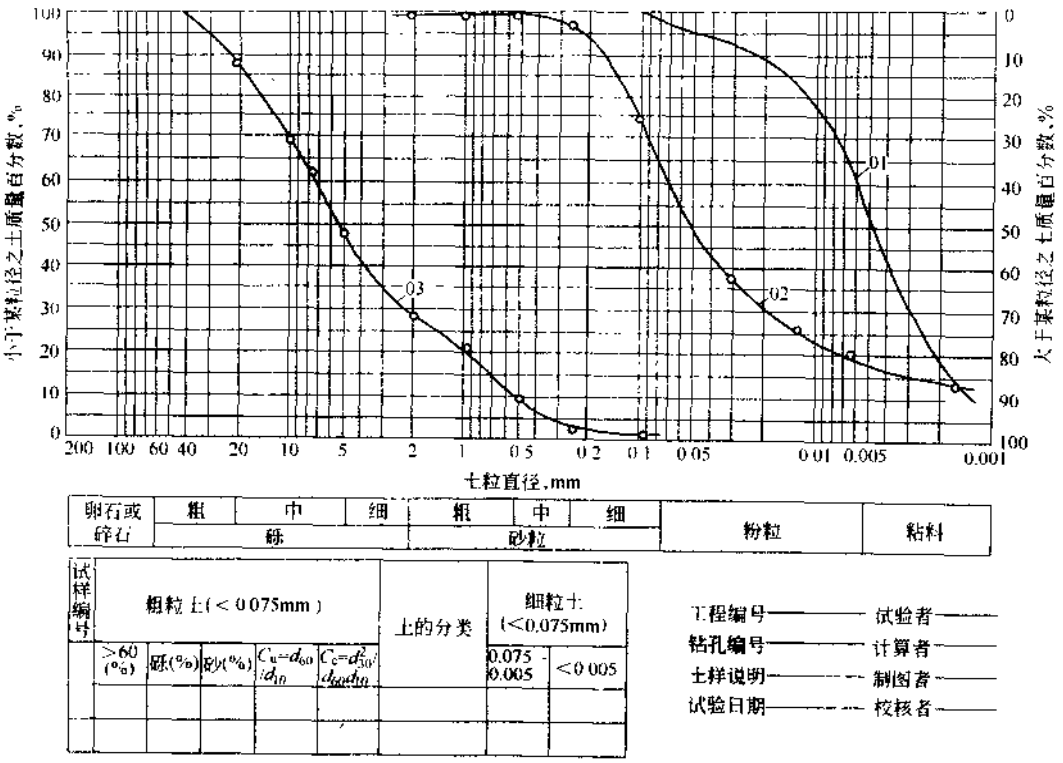


图1-7-1 颗粒大小分布曲线

3.按下列公式计算不均匀系数和曲率系数：

(1)不均匀系数：

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \tag{1-7-2}$$

(2)曲率系数：

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} \tag{1-7-3}$$

式中符号意义见第二章土的工程分类。

(二)密度计法

1.密度计分为甲种和乙种。甲种密度计读数表示1 000ml悬液中的干土重；乙种密度计读数表示悬液比重。两种密度计其制造原理和使用方法并无不同之处。但两种密度计刻度时所采用的悬液温度标准不同(20℃/20℃，20℃/4℃)，因此在密度计校准及上量百分比的计算公式中，有严格区别，如不加以注意，将会造成错误。国家标准采用20℃/20℃。由于密度计制造

不一定规范，造成浮泡体积、刻度不准确，加之密度计的刻度是以纯水为标准的，当悬液加入分散剂后，则比重增大，故需要在使用前对刻度、弯月面、土粒沉降距离、温度、分散剂等的影响进行校验。这些校验工作是极其繁烦的。国内已有单位生产准确度符合国际标准的密度计，甲种密度计最小分度值为0.5，乙种密度计为0.0002，无需进行刻度、沉降距离和弯月面的校准，但必须有计量部门的鉴定证书。若使用其他型号的密度计，仍然需要进行有关项目的校准。

2.试验步骤：

(1)试验所用的试样建议采用风干试样，当试样中易溶盐含量大于0.5%时，应洗盐。易溶盐含量的检验可用电导法和目测法。采用电导法时，先用电导率仪测定 T℃时，试样溶液的电导率，当电导率大于1 000μs/cm时应洗盐；若用目测法则取少量(3g)试样放入烧杯中，加适量纯水调成糊状研散，再加25ml纯水，煮沸10min，冷却后移入试管中，静置过夜，若出现凝聚现象应洗盐。

(2)取具有代表性的风干试样200～300g，过2mm筛，求出筛上试样占试样总质量的百分比。取筛下土测定试样风干含水率。

(3)取试样干质量为30g的风干试样倒入500ml锥形瓶，注入纯水200ml，浸泡过夜，置于煮沸设备上煮沸，时间约为40min。

(4)将冷却后的悬液移入烧杯中，静置1min，通过洗筛漏斗将上部悬液过0.075mm筛，遗留杯底的沉淀物用研杆研散，再加适量的水，再过0.075mm的筛，如此重复倾洗，直至杯底砂粒洗净，将筛上和杯底砂粒合并洗入蒸发皿，倾去清水，烘干、称量，进行细筛分析，并计算各粒组占试样总质量的百分比。

(5)将过筛悬液倒入量筒，加入4%浓度六偏磷酸钠10ml，再注入清水达1 000ml。将搅拌器放入量筒，沿悬液深度上下搅拌1min，取出搅拌器，将密度计放入悬液，按规定时间读取密度计读数。读数均以弯月面上缘为准。每次读数需测记相应的悬液温度。

(6)按下式计算小于某粒径的试样质量占试样总质量的百分比：

甲种密度计

$$x = \frac{100}{m_d} C_s (R + m_t + n - C_d) \tag{1-7-4a}$$

乙种密度计

$$x = \frac{100 V_x}{m_d} C'_s [(R' - 1) + m_t' + n' - C_d'] \rho_{w20} \tag{1-7-4b}$$

式中：x——小于某粒径的试样质量百分比，%；

m_d——试样干质量，g；

C_s、C_s'——土粒比重校正值，查表1-7-2；

m_t、m_t'——悬液温度校正值，查表1-7-1；

n、n'——弯月面校正值；

C_d、C_d'——分散剂校正值；

R、R'——甲、乙种密度计读数；

V_x——悬液体积，ml；

ρ_{w20}——20℃时纯水的密度，g/cm³。

悬液温度校正值 表 1-7-1

悬液温度（℃）	甲种密度计温度校正值 m_t	乙种密度计温度校正值 m_t'	悬液温度（℃）	甲种密度计温度校正值 m_t	乙种密度计温度校正值 m_t'
10.0	-2.0	-0.0012	20.0	0.0	+0.0000
10.5	-1.9	-0.0012	20.5	+0.1	+0.0001
11.0	-1.9	-0.0012	21.0	+0.3	+0.0002
11.5	-1.8	-0.0011	21.5	+0.5	+0.0003
12.0	-1.8	-0.0011	22.0	+0.6	+0.0004
12.5	-1.7	-0.0010	22.5	+0.8	+0.0005
13.0	-1.6	-0.0010	23.0	+0.9	+0.0006
13.5	-1.5	-0.0009	23.5	+1.1	+0.0007
14.0	-1.4	-0.0009	24.0	+1.3	+0.0008
14.5	-1.3	-0.0008	24.5	+1.5	+0.0009
15.0	-1.2	-0.0008	25.0	+1.7	+0.0010
15.5	-1.1	-0.0007	25.5	+1.9	+0.0011
16.0	-1.0	-0.0006	26.0	+2.1	+0.0013
16.5	-0.9	-0.0006	26.5	+2.2	+0.0014
17.0	-0.8	-0.0005	27.0	+2.5	+0.0015
17.5	-0.7	-0.0004	27.5	+2.6	+0.0016
18.0	-0.5	-0.0003	28.0	+2.9	+0.0018
18.5	-0.4	-0.0003	28.5	+3.1	+0.0019
19.0	-0.3	-0.0002	29.0	+3.3	+0.0021
19.5	-0.1	-0.0001	29.5	+3.5	+0.0022
20.0	-0.0	-0.0000	30.0	+3.7	+0.0023

土粒比重校正值 表 1-7-2

土粒比重	甲种土壤密度计比重校正值 C_s	乙种土壤密度计比重校正值 C_s'	土粒比重	甲种土壤密度计比重校正值 C_s	乙种土壤密度计比重校正值 C_s'
2.50	1.038	1.666	2.70	0.989	1.588
2.52	1.032	1.658	2.72	0.985	1.581
2.54	1.027	1.649	2.74	0.981	1.575
2.56	1.022	1.641	2.76	0.977	1.568
2.58	1.017	1.632	2.78	0.973	1.562
2.60	1.012	1.625	2.80	0.969	1.556
2.62	1.007	1.617	2.82	0.965	1.549
2.64	1.002	1.609	2.84	0.961	1.543
2.66	0.998	1.603	2.86	0.958	1.538
2.68	0.993	1.595	2.88	0.954	1.532

(7)按下式计算土颗粒粒径：

$$d = \sqrt{\frac{1800 \times 10^4 \eta}{(G_s - G_{wT})\rho_{wT} \cdot g} \cdot \frac{L}{t}} \tag{1-7-5}$$

式中：d——土颗粒粒径，mm；

η——水的动力粘滞系数，kPa·s×10^{-6}；

G_s——土粒比重；

G_{wT}——T℃时纯水的比重；

ρ_{w1}——4℃时纯水的密度，g/cm^3；

L——某一时间内的土粒沉降距离，cm；

t——沉降时间，s；

g——重力加速度，cm/s^2。

(8)绘制颗粒大小分布曲线，若与筛析法联合测定时，应将试样总质量折算后绘制，并将两段曲线连成一条平滑的曲线。

(三)移液管法

1.移液管法是根据各种粒径在一定时间内下沉距离的关系来计算吸取悬液的时间和距离，国家标准是用固定粒径和吸取深度来计算时间。在计算前需要测定土粒比重及悬液温度。为简便计算，可事先制成土粒在不同温度静水中某一深度沉降时间表备查，见表1-7-3。

土粒在不同温度静水中沉降时间表 表1-7-3

土粒比重	土粒直径(mm)	沉降距离(cm)	10℃ (h/min/s)	12.5℃ (h/min/s)	15℃ (h/min/s)	17.5℃ (h/min/s)	20℃ (h/min/s)	22.5℃ (h/min/s)	25℃ (h/min/s)	27.5℃ (h/min/s)	30℃ (h/min/s)	32.5℃ (h/min/s)	35℃ (h/min/s)
2.60	0.050	25.0	/2/29	/2/19	/2/10	/2/02	/1/55	/1/49	/1/43	/1/37	/1/32	/1/27	/1/23
	0.050	12.5	/1/14	/1/09	/1/05	/1/01	/58	/54	/51	/48	/46	/44	/41
	0.010	10.0	/24/52	/23/12	/21/45	/20/24	/19/14	/18/06	/17/06	/16/09	/15/39	/14/38	/13/49
	0.005	10.0	/39/36	1/32/48	1/26/59	1/21/37	1/16/55	1/12/24	1/08/25	1/04/14	1/01/10	/58/23	/55/16
2.65	0.050	25.0	/2/25	/2/15	/2/06	/1/59	/1/52	/1/45	/1/40	/1/34	/1/29	/1/25	/1/20
	0.050	12.5	/1/12	/1/07	/1/03	/59	/56	/53	/50	/47	/44	/42	/40
	0.010	10.0	/24/07	/22/30	/21/05	/19/47	/18/39	/17/33	/16/35	/15/39	/14/50	/14/06	/13/24
	0.005	10.0	/36/27	1/29/59	1/24/21	1/19/08	1/14/34	1/10/12	1/06/21	1/02/38	/59/19	/56/24	/53/34
2.70	0.050	25.0	/2/20	/2/11	/2/03	/1/55	/1/49	/1/42	/1/36	/1/31	/1/21	/1/22	/1/18
	0.050	12.5	/1/10	/1/05	/1/01	/58	/54	/51	/48	/45	/43	/41	/39
	0.010	10.0	/23/24	/21/50	/20/28	/19/13	/18/06	/17/02	/16/06	/15/12	/14/23	/13/41	/13/00
	0.005	10.0	/33/38	1/27/21	1/21/54	1/16/50	1/12/24	1/08/10	1/04/24	1/00/47	/57/34	/54/44	/52/00
2.75	0.050	25.0	/2/16	/2/07	/1/59	/1/52	/1/45	/1/39	/1/34	/1/28	/1/24	/1/21	/1/16
	0.050	12.5	/1/08	/1/04	/1/00	/56	/53	/50	/47	/44	/42	/40	/38
	0.010	10.0	/22/44	/21/13	/19/53	/18/40	/17/35	/16/33	/15/38	/14/46	/13/59	/13/26	/12/37
	0.005	10.0	/30/55	1/24/52	1/19/33	1/14/38	1/10/19	1/06/13	1/02/34	/59/04	/55/56	/53/48	/50/31
2.80	0.050	25.0	/2/13	/2/04	/1/56	/1/49	/1/42	/1/36	/1/31	/1/26	/1/21	/1/17	/1/14
	0.050	12.5	/1/06	/1/02	/58	/54	/51	/48	/46	/43	/41	/39	/37
	0.010	10.0	/22/06	/20/38	/19/20	/18/09	/17/05	/16/06	/15/12	/14/21	/13/35	/12/55	/12/17
	0.005	10.0	/28/25	1/22/30	1/17/20	1/12/33	1/08/22	1/04/22	1/00/50	/57/25	/54/21	/51/42	/49/07

注：表也可以固定相同的沉降距离计算出相应的沉降时间。

2.移液管法步骤，移液管装置见图 1-7-2。

(1)取代表性试样，粘土 10～15g，砂土 20g，制备成悬液，倒入量筒。将量筒置于恒温水槽，测记悬液温度，按公式(1-7-5)计算粒径小于 0.05、0.01、0.005、0.0002(mm)或其他所需粒径下沉一定深度所需的静置时间，或查阅土粒在不同温度静水中(某一深度)沉降时间表。

(2)用搅拌器沿悬液深度上、下搅拌 1min，取出搅拌器，根据各粒径所需的静置时间，将移液管放入悬液深度 10cm，用吸球吸取悬液，吸取量不少于 25ml。

(3)将移液管下口放入烧杯内，用吸球将悬液挤入烧杯内。每吸取一组悬液后必须重新搅拌，再吸取另一组粒径的悬液。

(4)将烧杯中悬液蒸发至半干，放入烘箱，在 105～110℃温度下烘至恒量，称烧杯内试样质量并按下式计算小于某粒径的试样质量占试样总质量的百分比：

$$x = \frac{m_x \cdot V_x}{V_x' \cdot m_d} \times 100\% \qquad (1\text{-}7\text{-}6)$$

式中：V_x——悬液总体积，ml；

V_x'——吸取悬液的体积，ml；

m_x——吸取 25ml 悬液中的试样干质量，g；

m_d——试样干质量，g。

(5)绘制颗粒大小分析曲线。

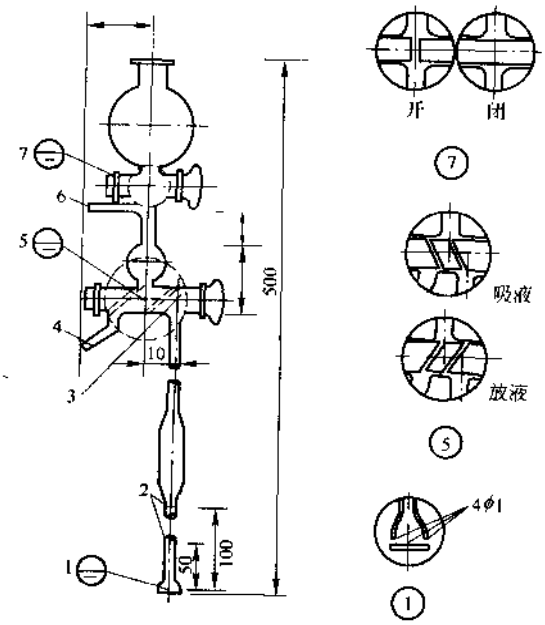


图 1-7-2 移液管装置

1-移液管口；2-移液管；3-移液管容积(25mL±0.5mL)；4-放液口；5-三通阀；6-接吸球；7-二通阀

三、密度计法和移液管法中的几个问题

(一)试样的状态和用量

粘性土颗粒分析的结果主要取决于分析的试样状态、制备方法和分析方法等因素，试样通常分为天然湿度、风干和烘干三种状态。实践证明：用天然状态下的试样比风干和烘干试样所测得的粘粒含量均偏高。因为粘土中往往有非可溶性的胶体物质，经过干燥后细颗粒能胶结成团，难以再度分散，所以，用天然湿度状态下的试样分析更符合实际。但是在实际工作中，往往在土样取出后，经过长途运送，历时较长，无法保持其天然含水率，因此，在标准中建议采用风干试样，对同一地区同一工程用途应该采用相同状态的土样进行分析，以便比较。试样的用量：根据对移液管法进行研究结果表明，当悬液浓度在 0.5%～3%范围时，各粒组的含量没有显著出入，而当悬液浓度增加至 4%～5%时，则 0.25～0.05mm 粒组含量增加，并相应地减少了粘粒含量。因此，用密度计法时，试样用量规定为 30g，而移液管法可酌情减少，规定用 10～20g。

(二)洗盐和分散剂

1.试样的洗盐：国家标准中规定了当试样中易溶盐含量大于 0.5%时，须经过洗盐才能进行密度计法和移液管法颗粒分析试验。通过比较试验表明：未经洗盐的试样与洗盐后的试样颗粒分析结果是前者粉粒含量高，粘粒含量低；后者粉粒含量低，粘粒含量高。为此，标准规定易溶盐含量大于0.5%的试样，应进行洗盐。

含盐量的检验方法采用电导率法和目测法。电导率法具有方便、快速估计试样含盐状况的优点。它的原理是根据电导率在低浓度溶液内，与悬液中易溶盐浓度成正比关系，电导率因盐性不同而异。根据实验证明，当电导率小于1 000μS/cm时，相应的含盐量不会大于0.5%，因此试验中规定用电导率法检验洗盐应洗到溶液的电导率小于1 000μS/cm。而电导率大于2 000μS/cm时，应将含盐量计入，否则会影响试验计算结果。而目测法是比较简易，没有电导率仪可用目测法。洗盐一般用滤纸过滤或抽气过滤。用纯水洗滤到滤液的电导率小于1 000μS/cm(或对5%酸性硝酸银溶液和5%酸性氯化钡溶液无白色沉淀反应)。

2.分散剂：

(1)试样的分散标准：细粒土的土粒可分成原级颗粒和团粒两种。团粒是由颗粒集结而成，它是沉积过程中以及其后的生存期间形成的。组成土的原级颗粒和团粒，总称之为结构单元。制备试样时，随着处理过程的加剧(例如延长煮沸时间等)，粘粒含量越来越大，直至某一极限。粘粒含量的增大，说明一部分团粒已被分散。对于颗粒分析的分散标准，有的主张用全分散法，理由是颗粒分析本身应该反映土的各种真实原级颗粒的组成；有的主张半分散法或微集成法，以符合实际土未被完全分散的情况。国家标准采用半分散法，用煮沸加化学分散剂来达到土粒既能充分分散，又不破坏土的原级颗粒及其聚合体。这种分散方法比较符合工程实际，基本上可以使土结构单元在不受任何破坏时，求得土的粒组所占土总质量的百分数。

(2)分散剂的品种：国内对土的分散剂品种选用有不同意见，主要反映在从不同土类的角度出发，选用合适的分散剂；另一种从不同的分散理论角度出发，如有的从土悬液pH值的大小，采用不同的分散剂，而有的从粘土的离子交换容量能力来考虑，选用合适的分散剂。

从目前国际上的趋势看，分散剂多采用强分散剂(如六偏磷酸钠，焦磷酸钠)，而不再考虑不同土类用不同分散剂的趋势，以便统一标准和方法。美国ASTM用六偏磷酸钠的搅拌方法；英国BS1377而用六偏磷酸钠加硅酸钠；德国DIN18123用焦磷酸钠的搅拌方法。国内大多数行业标准均用钠盐作为分散剂，以六偏磷酸钠使用最广，也有使用偏磷酸钠和焦磷酸钠的。

分散剂的选择，应考虑各种不同土类的粘土矿物组成、结晶性质及浓度，同时又要考虑到试验资料的可比性及国内外交流的需要。根据我国以往对分散剂使用的现状及我国土类分布的多样性，国家标准规定了对一般易分散的土用浓度4%六偏磷酸钠作为分散剂。至于特殊的土类，应按工程实际需要及土类的特点选用不同的合适的分散剂。

(三)密度计读数标准的选择

关于读数标准各单位并不统一，一种是全曲线分析读数，即0.5、1、2、5、15、30、60、120、180、1 440(min)时测记密度计读数；另一种选用相应于各粒组界限值，如粒径0.075、0.05、0.005、0.002(mm)沉降时间作为读数时间，这种方法工作量较小。考虑到密度计读数的原则应该既要测出各粒组的界限值，又要控制测点在颗粒大小分布曲线上均匀分布，使颗粒组配曲线的形状趋于真实，同时也要照顾读数的上限和下限，以满足级配曲线的完整性，国家标准中选用的读数标准接近全曲线分析读数法。

四、密度计法分析的原理

用密度计分析颗粒大小的分布是根据以下三个假定：

1.司笃克斯(STOKES)定律适用于土的悬液中。

2.试验开始时土的颗粒均匀地分布于水中。

3.所用量筒的直径要比密度计的直径大得很多。

密度计法颗粒分析试验是将定量的土样和水混合制成悬液，注入量筒中，悬液容积为1,000ml。悬液经过搅拌，大小颗粒均匀地分布于水中，此时，悬液的浓度上下一致。颗粒相同的土粒依照司笃克斯定律将以等速 v 下降，经过 t 秒钟后所有粒径为 d 的颗粒下降的距离 $L = vt$，因此，所有大于 d 的颗粒已经下降到 L 平面以下，L 平面以上则仅有小于 d 的颗粒。靠近 L 平面上取一单位体积观察，则该部分悬液中不大于 d 的颗粒分布情况与试验开始时完全一样。其中一部分颗粒降到 L 平面以下，同一时间内又有一部分从上面降下来，因此量得 L 深度处悬液的比重与原来悬液的比重相比较，即可求出粒径小于 d 的颗粒占的百分数。在不同时间内量得不同 L 深度处的密度，即可找出不同粒径的数量，以绘成颗粒大小分布曲线。

司笃克斯研究颗粒在静水中下沉的速度时，曾将土的颗粒设想为一刚性的小球，在无限延伸的匀质液体中下沉。当球体开始下沉的最初一瞬间，因受重力加速度的影响，速度有逐渐增大的趋势；但在瞬时间内，在适当的条件下，即能改变下沉的情况，此时球体在水中的自重恰好与其所受的液体粘滞阻力相抵消，球体脱离了重力加速度的影响，而借惯性作用等速下沉。设小球体的直径为 d，下沉速度为 v，球体密度 ρ_s，水的密度为 ρ_w，液体的粘滞系数为 η，则球体的重力：

$$F_1 = \frac{1}{6}\pi d^3 \rho_s g$$

液体对球体的浮力

$$F_2 = \frac{1}{6}\pi d^3 \rho_w g$$

球体的重力减去液体的浮力为球体在液体中下降的力

$$F_3 = F_1 - F_2 = \frac{1}{6}\pi d^3(\rho_s - \rho_w)g \tag{1-7-7}$$

球体在液体中下降时，由于液体粘性，必然发生摩擦，若球体上所受摩擦力为：

$$R_f = \phi \frac{\pi}{4} d^2 v^2 \rho_w \tag{1-7-8}$$

式中：ϕ——阻力系数，与 R_e（雷诺数 $R_e = \frac{v \cdot d\rho_w}{\eta}\phi$）有关，司笃克斯的研究认为：

$$\phi = \frac{12}{R_e} \qquad 故 \qquad R_f = 3\pi d\eta v \tag{1-7-9}$$

当球体开始沉降时 v 甚小，故 R_f 亦甚小，但由于重力加速度作用，v 迅速增大，仅在数秒钟内，即可使 R_f 值增大至与 F_3 相等。当 $R_f = F_3$ 时球体重力平衡，于是等速下降，因此

$$\frac{1}{6}\pi d^3(\rho_s - \rho_w)g = 3\pi d\eta v \tag{1-7-10}$$

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} g d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{18\eta v}{(\rho_s - \rho_w)g}}$$

又

$$v = \frac{L}{t}$$

所以

$$d = \sqrt{\frac{18\eta}{(\rho_s - \rho_w)g} \cdot \frac{L}{t}} \tag{1-7-11}$$

又可以写成

$$d = \sqrt{\frac{1800 \times 10^4 \eta}{(G_s - G_w)\rho_{wt} \cdot g} \cdot \frac{L}{t}} \tag{1-7-12}$$

式中：d——颗粒直径，mm；

η——水的动力粘滞系数，kPa·s × 10^{-6}；

G_s——土粒比重；

G_w——水的比重；

L——某一时间 t 内土粒下沉距离，mm；

ρ_{wt}——t℃时水的密度，g/cm^3；

g——重力加速度，cm/s^2；

t——沉降时间，s。

式(1-7-11)或式(1-7-12)的推导基于一个条件，即颗粒在液体中必须以等速下沉，否则式中的 v 无法确定。因此，单就沉降速度而论，司笃克斯公式有其一定的适用范围。1934 年凡尔赛国际土壤物理学会议规定，该公式只适用于 0.02 ~ 0.002mm 的颗粒。当颗粒直径过大时，其沉降速度超过公式所允许的速度，则颗粒在液体中下沉时，会产生紊流现象，而不是等速运动。如颗粒直径过小，则胶体颗粒遇水后成为悬浮物质，由于水分子力的作用而相互撞击永不停止，产生布朗运动，从而改变原颗粒在液体中沉降的特性，而不能正确地量测下沉速度。

第八章　相对密度试验

第一节　定义和目的

1.相对密度是无凝聚粗粒土紧密程度的指标，对于用土作为材料的建筑物和地基的稳定性，特别是在抗震稳定性方面具有重要的意义。砂土的紧密程度不能仅从它的孔隙比的大小来衡量。对于颗粒级配、形状及不均匀系数不同的两种砂土，即使孔隙比完全相同，但其紧密程度可能有很大差别。反之，松紧程度巧合的两种砂土所具有的孔隙比可能相差悬殊，这主要是由于不同的砂土，在各自的最松和最紧的状态下所具的最大和最小孔隙比不同，因此，需要根据砂土孔隙比与极限孔隙比的相对关系来表示。亦即当孔隙比接近于最小孔隙比时，砂土处于紧密状态，反之，当孔隙比接近最大孔隙比时，则砂土处于疏松状态。故通常用相对密度的指标来表示砂土的紧密程度。

2.相对密度试验适用于透水性良好的无凝聚性土，例如纯砂、纯砾等。对于排水不良的土料，如无凝聚性粉砂、极细砂或砂质土，砾质土中含有大量粉砂，在高的击实功能下得到的最大干密度往往大于振动法得到的最大干密度时，不能用相对密度来衡量。遇到这种情况建议用相对密度和击实试验两种方法同时试验，取其孔隙比最小值。美国 ASTM 标准规定：细粒（<0.075mm）含量不大于 12%，且能自由排水的土料，宜进行相对密度试验。国内尚未有具体规定，仅指出相对密度试验用于排水性能良好的无凝聚性土。

3.相对密度试验中的三个参数，即最大干密度、最小干密度及天然干密度（或填土干密度）对相对密度值均很敏感，因此，试验方法和仪器设备的标准化是十分重要的。然而目前没有统一而完善的方法，天然孔隙比的测定也存在不少缺点。从国外情况看，美国对相对密度试验研究较多，试验方法基本上统一用振动台法。国家标准制定过程中，曾按美国振动台法的规定，采用一定的频率、振幅、时间和加重块，分别进行了湿法和干法试验，试样采用均匀的标准砂（中砂）和级配良好的黄砂。同时用振动锤击法进行试验，试验结果表明：振动锤击法的干法所测得的密度最大，故国家标准中仍然推荐振动锤击法为标准。鉴于国际上采用振动台法较多，国内又无定型设备，若需要时可参考《美国材料试验学会无凝聚性相对密度试验方法（ASTMD 2049）》。

4.相对密度定义为无凝聚性土处于最松状态的孔隙比与天然孔隙比之差和最松状态与最紧状态孔隙比之差的比值。

第二节　最大孔隙比试验

一、最大孔隙比的测定

目前国际上最大孔隙比即最小干密度的测定一般用漏斗法。该法是用小管径控制砂样流

量，使其均匀缓慢地落入量筒，以达到最疏松的堆积。由于受漏斗管径的限制，有些粗颗粒受到阻塞，加大管径又不易控制砂样的缓慢流出，故此法适用于较小颗粒的砂样。在进行漏斗法试验的同时，可采用量筒倒转法进行补充试验，测得最疏松状态的干密度，取其最小值。

二、试验方法

设备见图 1-8-1。

1.将锥形塞杆自长颈漏斗下口穿入，并向上提起，使锥底堵住漏斗管口，一并放入 1 000ml 的量筒内，使其下端与量筒底接触。

2.称取烘干的代表性试样 700g，均匀缓慢地倒入漏斗中，将漏斗和锥形塞杆同时提高，移动塞杆，使锥体略离开管口，管口应经常保持高出砂面 1～2cm，使试样缓慢且均匀分布地落入量筒中。试样全部落入量筒后，取出漏斗和锥形塞，用砂面拂平器将砂面拂平，测试样体积。

3.用手掌或橡皮板堵住量筒口，将量筒倒转并缓慢地转回到原来位置，重复数次，测记试样在量筒内所占体积的最大值。取上述两种方法测得的较大体积值，计算最小干密度。

三、最小干密度的计算

$$\rho_{dmin} = \frac{m_d}{V_d} \qquad (1\text{-}8\text{-}1a)$$

式中：ρ_{dmin}——试样的最小干密度，g/cm³；

m_d——干试样质量，g；

V_d——试样体积，cm³。

四、最大孔隙比的计算

$$e_{max} = \frac{\rho_w \cdot G_s}{\rho_{dmin}} - 1 \qquad (1\text{-}8\text{-}1b)$$

式中：e_{max}——试样的最大孔隙比；

ρ_w——t℃时水的密度，g/cm³；

G_s——土颗粒比重。

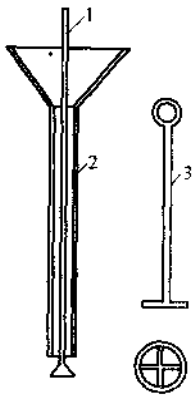


图 1-8-1 漏斗及拂平器
1-锥形塞；2-长颈漏斗；3-砂面拂平器

第三节 最小孔隙比试验

一、最小孔隙比的测定

目前国际上最小孔隙比即最大干密度的测定尚无统一方法，但采用振动台法较多。由于国内尚无定型设备，且通过比较试验结果表明：振动锤击法能求得较大的密度，因此国内大多标准仍旧以振动锤击法为标准。用该法时应尽量避免由于振击功能不同而产生的人为误差，为此，在振击时，落锤应提高到规定的高度，并自由下落，在水平振击时，容器周围应均有相等数量的振击点。

二、试验方法

设备见图 1-8-2。

1.取代表性试样 2 000g,拌匀后分三次倒入金属圆筒进行振击,每层试样为圆筒容积的 1/3,试样倒入圆筒后用振动叉以每分钟往返 150～200 次的速度敲打圆筒两侧,并在同一时间内用击锤锤击试样,每分钟 30～60 次,直至试样体积不变为止。如此重复第二、第三层。

2.取下护筒,刮平试样,称圆筒和试样总质量,算出试样质量,计算最大干密度。

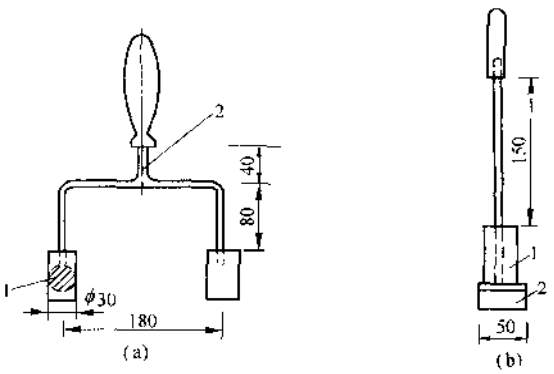


图 1-8-2 振动叉和击锤
(a)振动叉; (b)击锤
1-击球;2-音叉; 1-击锤;2-锤座

三、最大干密度的计算

$$\rho_{dmax} = \frac{m_d}{V_d} \qquad (1\text{-}8\text{-}2a)$$

式中:ρ_{dmax}——试样最大干密度,g/cm³;

其他符号意义同式(1-8-1a)。

四、最小孔隙比的计算

$$e_{min} = \frac{\rho_w \cdot G_s}{\rho_{dmax}} - 1 \qquad (1\text{-}8\text{-}2b)$$

式中:e_{min}——试样的最小孔隙比;

其他符号意义同式(1-8-1b)。

五、相对密度的计算

$$D_r = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} \qquad (1\text{-}8\text{-}3a)$$

或

$$D_r = \frac{\rho_{dmax}(\rho_d - \rho_{dmin})}{\rho_d(\rho_{dmax} - \rho_{dmin})} \qquad (1\text{-}8\text{-}3b)$$

式中:D_r——砂的相对密度;

e_0——砂的天然孔隙比;

ρ_d——天然干密度(或要求的干密度),g/cm³;

其他符号见式(1-8-1)和式(1-8-2)。

第四节 试验方法的比较

1.最大孔隙比的试验有漏斗法和量筒倒转法。两种方法均是在保持土的原有级配,在颗粒均匀分布的条件下设法求得其最松状态的孔隙比。根据经验得知,量筒倒转法较漏斗法可以得到满意的结果,其原因是全部颗粒都能得到重新排列的机会,同时颗粒在重新排列的过程中自由落距较小,因而可以消除一部分由于自重的影响所引起的增密作用。值得注意的是倒转的速度有一定的影响,通过试验表明,慢速倒转能够达到较松的状态,测得最小干密度。而漏斗法受漏斗管径的限制,适用于较小颗粒的砂样,且颗粒自由落距较大,易使砂土结构增密。

2.最小孔隙比的试验锤击振动法和振动台法。测求最小孔隙比原则上的要求是在不破损颗粒的条件下使颗粒挤至最密。从理论上讲振动台法是较为理想的方法，特别是对于级配不均匀的砂土，能借助于大小颗粒所受的不同振动影响而紧密排列，但此法所需的振动加速度较大，振动频率较高，在不受约束的条件下及振动加速度不够时，会将砂土振松。而振动锤击法所得结果较为理想，较能得到最小的孔隙比。比较试验结果见表 1-8-1。就锤击本身来说，同时能提供压实和振动两种作用，振动锤击法具有同样的作用。要取得较好的结果，锤的质量、落距和击数是关键。为了实用目的，标准规定了锤重、落距和锤击次数。

不同方法测得的最大干密度(g/cm^3)　　表 1-8-1

土　类	振动台法		振动锤击法	
标准砂	干　法	湿　法	干　法	湿　法
	1.65	1.72	1.78	1.72
黄砂	1.88	1.94	2.04	1.96

影响最大、最小孔隙比的因素是容器的尺寸和试样的湿度。一般情况，容器内径大，测得的孔隙比较小。试样的湿度主要是水分子对颗粒表面产生润滑作用，同时产生毛细水表面张力而引起假凝聚力，从而造成虚假的孔隙。所以试验时测定最大孔隙比时采用干试样，测定最小孔隙比时最好用最优含水率时的砂样。目前试验时一般用干砂。而振动台法应进行干法和湿法比较试验，取其最大值。

第九章　击实试验

一、目的和适用范围

1.室内击实试验是为了确定扰动土在一定的击实功能下干密度随含水率变化的关系曲线，以求得土的最大干密度和最优含水率；了解土的压实特性，为工程设计和现场施工碾压提供土的压实性资料。土的压实程度与含水率、压实功能和压实方法有密切的关系。当压实功能和压实方法不变时，土的干密度随含水率增加而增加，当干密度达到某一最大值后，含水率继续增加反而使干密度减小，此一最大值即为最大干密度，相应的含水率为最优含水率。这是因为细粒土在低含水率时，颗粒表面水膜薄，摩擦力大，不易压实。当含水率逐渐增大时，颗粒表面水膜逐渐变厚，其水膜的润滑作用也增大，因而颗粒表面摩擦力相应地减小，在外力作用下，就容易压实。而继续增加水量，只会增加土的孔隙体积，使干密度相应降低。工程经验表明：欲将填土压实，必须使其水分降低到饱和程度以下，要求土体处于三相状态。土在瞬时冲击荷载重复作用下，颗粒重新排列，其固态密度增加，气态体积减小。当锤击力作用于土样时，首先产生压缩变形，当锤击力消失后，土又出现了回弹现象。因此，土的压实过程，既不是固结过程，也不同于一般压缩过程，而是一个土颗粒和粒组在不排水条件下的重新组构过程。

2.本试验分为轻型击实法和重型击实法。轻型击实适用于粒径不大于 5mm 的粘性土，重型击实适用于粒径不大于 20mm 的土，若采用三层击实时，最大粒径不大于 40mm。室内扰动土的击实试验一般是根据工程实际情况选用轻型击实和重型击实。对于水库、堤防填土等工程常用轻型击实法，而高速公路填土和机场跑道等工程则用重型击实法。

二、试验方法

(一)国内常用的击实仪是普氏击实仪，见图 1-9-1。轻型击实试验的单位体积击实功约 592.2kJ/m^3；重型击实试验的单位体积击实功约 2684.9kJ/m^3。轻型击实试验分三层击实，每层 25 击；重型击实试验分五层击实，每层 56 击，若分三层击实，每层 94 击。击实仪主要部件规格见表 1-9-1。

击实仪主要部件规格　　表 1-9-1

试验方法	锤底直径 (mm)	锤质量 (kg)	落高 (mm)	击实筒			护筒高度 (mm)
				内径(mm)	筒高(mm)	容积(m^3)	
轻型	51	2.5	305	102	116	947.4	50
重型	51	4.5	457	152	116	2103.9	50

(二)试验方法：

1.试样制备分为干法和湿法两种：

(1)干法制备是用四分法取代表性土样 20kg(重型 50kg)，风干碾碎，过 5mm(重型 20mm 或 40mm)筛，将筛下土样拌匀，并测定土的风干含水率。根据土样的塑限预估最优含水率，并按

第三章扰动土试样制备的步骤制备一组数个(5～6个)不同含水率的试样,相邻两个含水率的差值宜为2%。其中两个含水率应大于塑限,两个小于塑限,一个接近塑限。

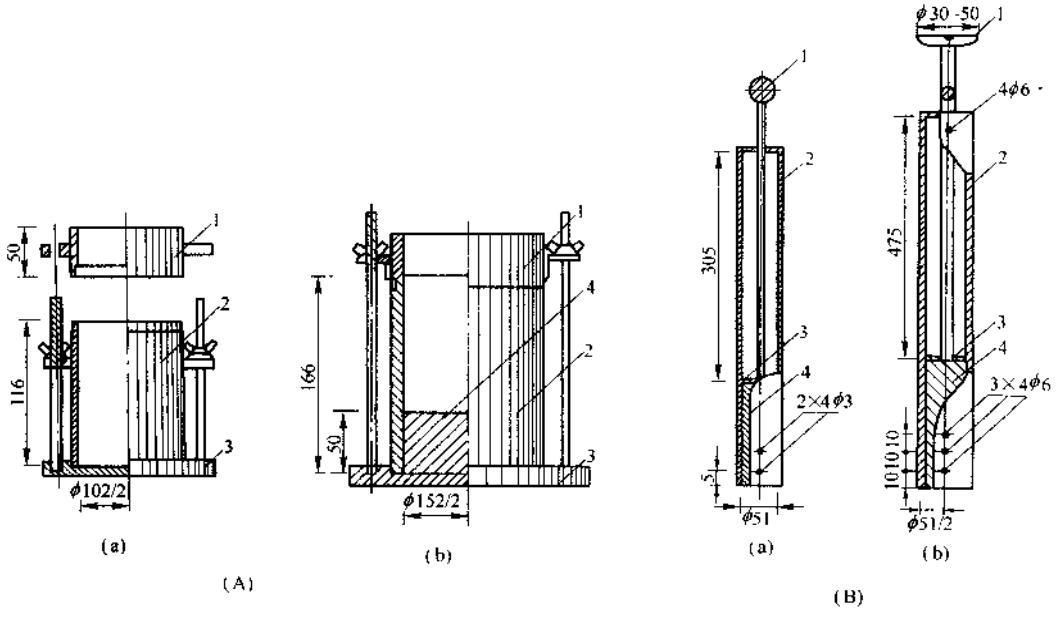


图 1-9-1 击实仪

(A)击实筒(单位:mm); (B)击锤与导筒(单位:mm)

(a)轻型击实筒;(b)重型击实筒; (a)2.5kg击锤;(b)4.5kg击锤

1-套筒;2-击实筒;3-底板;4-垫块 1-提手;2-导筒;3-硬橡皮垫;4-击锤

(2)湿法制备是取天然含水率的代表性土样20kg(重型50kg)碾碎,过5mm(重型20mm或40mm)筛,将筛下土样拌匀,并测定土样的天然含水率。根据土的塑限预估最优含水率,按(1)项的原则,选择至少5个含水率的土样,分别将天然含水率的土样风干或加水进行制备,应使制备好的土样水分均匀分布。

2.将击实仪平稳置于刚性基础上,击实筒与底座连接好,安装好护筒,在击实筒内壁均匀涂一薄层润滑油,称取一定量试样,倒入击实筒内,分层击实,轻型击实试样为2～5kg,分三层,每层25击;重型击实试样为4～10kg,分五层,每层56击,若分三层,每层94击。每层试样高度宜相等,两层交界处的土面应刨毛。击实完成时,超出击实筒顶的试样高度应小于6mm。取下护筒,用直刮刀修平击实筒顶部的试样,拆除底板,试样底部若超出筒外,也应修平,擦净筒外壁,称试样和筒的总质量,计算试样的湿密度。推出试样,从中部取两个代表性试样测定含水率。

3.对不同含水率的试样依次击实。

4.计算试样的干密度,将相应各点的含水率与干密度绘于直角坐标上,即得到击实曲线,其峰值点即为土的最大干密度,与其相应的含水率即为最优含水率。干密度与含水率关系曲线,见图1-9-2。若关系曲线不能绘出峰值点时,应进行补点,土样不宜重复使用。图上击实曲线右上方的一条线,称为饱和曲线,表示土在饱和状态时含水率与干密度之间的关系。由于土是处于三相状态,当土被击实到最大干密度时,土孔隙中的空气不易排出,即使加大击实功能也不能将土中受困气体排尽,故被击实的土体不可能达到完全饱和的程度。因此,当土的干密

度相等时，击实曲线上各点的含水率，必然都小于饱和曲线上相应的含水率，所以击实曲线不可能与饱和曲线出现相交。

5.由于击实曲线一定要出现峰值点，由经验得知，最大干密度的峰值往往都在塑限含水率附近。根据土的压实理论，峰值点就是孔隙比最小的点，所以在制备土样时选择的含水率一般是二个含水率高于塑限含水率，二个低于塑限含水率，以使试验结果能满足要求。重型击实试验测得的最优含水率较轻型击实测得的小，制备不同含水率试样时可以向含水率较小方向移动。

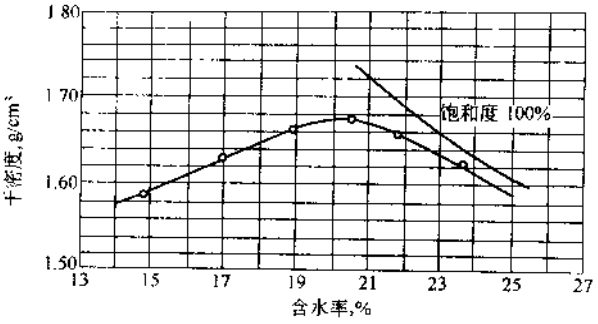


图 1-9-2　干密度与含水率关系曲线

6.重型击实试验中，为了保证击实筒内中央土层和周围土层所受击实功能相同，在采用机械操作时，击实仪必须具备在每一圈周围击实完后中间加一锤的功能。

7.轻型击实试验中，当试样中粒径大于 5mm 的土质量小于或等于试样总质量的 30%时，应对最大干密度和最优含水率进行校正。

(1)最大干密度按下式校正：

$$\rho'_{dmax} = \frac{1}{\frac{1 - P_5}{\rho_{dmax}} + \frac{P_5}{\rho_w \cdot G_{sz}}} \tag{1-9-1}$$

式中：ρ'_{dmax}——校正后试样的最大干密度，g/cm^3；

P_5——粒径大于 5mm 土的质量百分数，%；

G_{sz}——粒径大于 5mm 土粒的饱和面干比重。

(2)最优含水率按下式校正：

$$w'_{opt} = w_{opt}(1 - P_5) + P_5 w_{ab} \tag{1-9-2}$$

式中：w'_{opt}——校正后试样的最优含水率，%；

w_{opt}——击实试样的最优含水率，%；

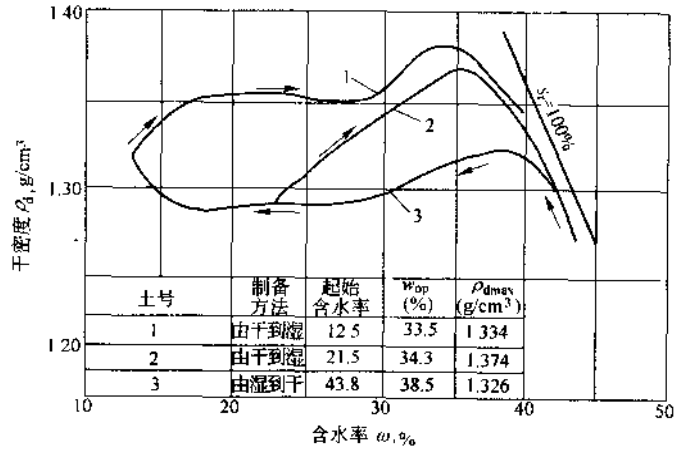
w_{ab}——粒径大于 5mm 土粒的吸着含水率，%。

三、击实试验标准的选择

我国以往采用的击实仪是南实处型击实仪，击实分三层，每层 25 击。国际上通用的击实标准是以普氏(R.R.Proctor,1933)提出的试验方法为基础。由于普氏击实仪的击锤直径比击实筒直径小，因而在击实时锤座可以沿土面移动，对土起揉搓和排气作用，它有利于土的加密，也与现场碾压方式相适应。各国仪器的具体尺寸不一致，但单位击实功能与冲量均与普氏仪功能等效。南实处型击实仪与普氏击实仪所不同的是锤落高 460mm，南实仪击实功能远比普氏仪的大，而所得最大干密度却相差不大。考虑到国际上普遍采用的是普氏仪，为此选择了与普氏标准等效的标准。目前国内也生产了定型的击实仪，且增添了电动操作的产品，克服了手动击实劳动强度大的缺点。

四、击实试验中的几个问题

1.土样制备方法不同，所得击实试验成果不同。试验证明：最大干密度以烘干土最大，风干土次之，天然土最小；最优含水率也因制备方法不同而不同。以烘干土最低，这种现象粘土最明显，粘粒含量越高，烘干对最大干密度影响也越大，这显然是烘干影响了胶粒性质，故粘土不宜用烘干土备样。一般制样采用湿法和干法两种，而干法以风干土居多，也有用低于60℃温度烘干的土。对于特殊土例如红土，不同含水率土样的配制方法对压实影响尤为显著，将天然含水率的土风干为不同含水率的一组试样（即由湿到干）进行击实，与事先将天然含水率的土风干，再加水制备成不同含水率的试样（即由干到湿）进行击实，两种制样方法所得试验成果差异较大。见图1-9-3。



土号	制备方法	起始含水率	w_{op} (%)	ρ_{dmax} (g/cm³)
1	由干到湿	12.5	33.5	1.334
2	由干到湿	21.5	34.3	1.374
3	由湿到干	43.8	38.5	1.326

图1-9-3 制备含水率对击实的影响

2.试样击实后总会有部分土超过筒顶高，这部分土柱称为余土高度。标准击实试验所得的击实曲线是指余土高度为零时的单位体积击实功能下土的干密度与含水率的关系曲线，也就是说，此关系曲线是以击实筒容积为体积的等单位功能曲线。由于实际操作中总是存在或多或少的余土高度，如果余土高度过大，则关系曲线上的干密度就不再是一定功能下的干密度，试验结果的误差会增大。因此，为了控制人为因素造成的误差，根据比较试验结果表明：当余土高度不超过6mm时，干密度的误差（以余土高度为零时的干密度为基准）才能控制在允许误差范围内。为了保证试验准确度，标准中规定余土高度不得超过6mm。

3.重复使用土样，对最大干密度和最优含水率以及其他物理性质指标有一定影响。因为土中的部分颗粒由于反复击实而破碎，改变了土的级配，其次是试样被击实后要恢复到原来松散状态比较困难，特别是高塑性粘土，再加水时更难以浸透，因而影响试验成果。国内外对此均进行过比较试验，结果表明：重复用土对最大干密度影响较大，差值达0.05～0.08g/cm³；对最优含水率影响较小，对强度指标也有影响。

4.土料中常掺杂有较大的颗粒如砾石等，这些颗粒的存在，对填土的最大干密度和最优含水率都有一定的影响。由于仪器尺寸的限制，必须将土样过5mm筛。因此，当粒径大于5mm颗粒的土含量小于30%时，就产生了轻型击实试验中对含粒径大于5mm颗粒土的试验结果的校正。在一般情况下，粘性土料中，大于5mm以上的颗粒含量占总土量的百分数不大的，大颗

粒间的孔隙能被细粒土所填充，因此，可以根据土料中粒径大于5mm颗粒含量和该颗粒的饱和面干比重，用过筛后土料的击实试验结果来推算总土料的最大干密度和最优含水率。如果大于5mm的颗粒含量超过30%，此时大颗粒土间的孔隙将不能被细粒土所填充，应使用其他试验方法。

第十章　承载比试验

一、目的和适用范围

本试验是通过测定土承受标准贯入探头贯入土中时土相应的承载力，求取扰动土的承载比 *CBR*。*CBR* 值是指采用标准尺寸的贯入杆贯入试样中 2.5mm 时所需的荷载强度和相同贯入量时标准荷载强度的比值。不同贯入量与标准荷载之间的关系，如表 1-10-1 所列。

不同贯入量时的标准荷载强度与标准荷载　　表 1-10-1

贯入量（mm）	标准荷载强度（kPa）	标准荷载（kN）	贯入量（mm）	标准荷载强度（kPa）	标准荷载（kN）
2.5	7 000	13.7	10.0	16 200	31.3
5.0	10 500	20.3	12.5	18 300	36.0
7.5	13 400	26.3			

承载比是路基和路面材料的强度指标，是柔性路面设计的主要参数之一。承载比试验有室内和现场测试两种，室内 *CBR* 试验与击实试验结合进行，而现场 *CBR* 试验与击实试验无关。这里介绍室内扰动土的 *CBR* 试验。由于本试验采用的试样筒高度为 166mm，除去垫块高度 50mm，试样实际高度为 116mm。制样按五层击实时，粒径宜不大于 20mm，若采用三层击实，粒径宜不大于 40mm。

二、试验方法和步骤

承载比试验是由美国加州公路局首先提出的，简称 *CBR*（*Califonia Bearing Ratio* 的缩写）试验，后由美国陆军工程部用于机场跑道以及公路柔性路面材料设计。我国的 *CBR* 试验主要是参考美国 ASTM 标准和 AASHTO 规程编制的。

（一）试样制备：仪器设备为试样筒和击锤，见图 1-10-1。采用风干试样，按击实试验方法制备试样后进行重型击实试验，求得最大干密度和最优含水率。然后按最优含水率制备三个试样，再进行重型击实试验。若需要制备三种干密度试件，则应制备九个试件。试件的干密度控制在最大干密度的 95% ~ 100%。击实后称试样筒及试件的总质量。

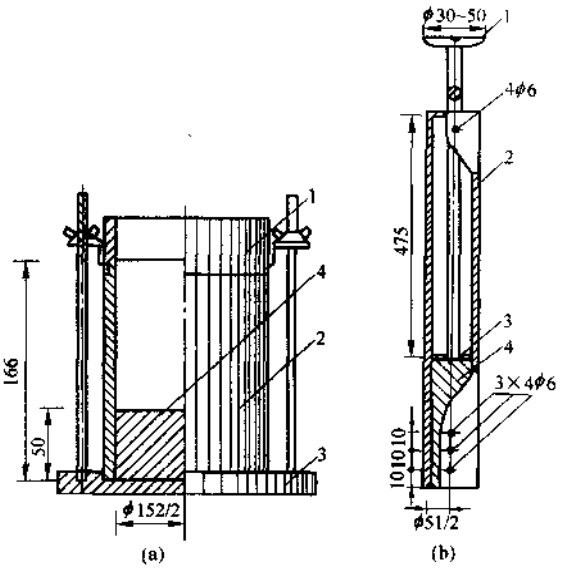


图 1-10-1　试样筒和击锤（单位：mm）
（a）试样筒；　　（b）击锤和导筒
1-护筒；2-击实筒；3-底板；4-垫块　1-提手；2-导筒；3-硬橡皮垫；4-击锤

(二)浸水膨胀:膨胀量测定装置见图 1-10-2。

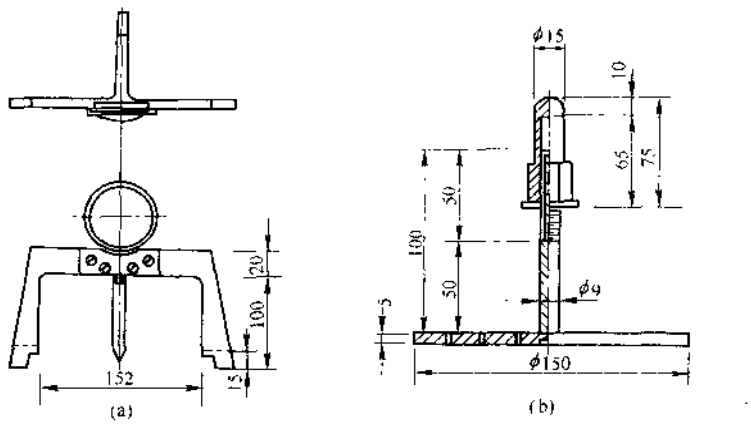


图 1-10-2 膨胀量测定装置
(a)膨胀量测定装置;(b)带调节杆的多孔顶板

在试件表面铺上薄滤纸,放上多孔板,并用拉杆将试样筒和多孔板固定。倒转试样筒,在试件另一面也放上滤纸,并在该面上放上带调节杆的多孔顶板,放上四块荷载块,每块 1.25kg。然后将整个装置放入水槽内,事先安装好膨胀量测定装置,读取初读数后,向水槽内注水,使水自由进入试件的顶部和底部,水面高出试件顶面 25mm,浸泡四昼夜。再量测浸水后试件的高度变化。计算膨胀量。浸水膨胀装置见图 1-10-3。然后卸下膨胀量测定装置,从水槽中取出试样筒,吸去试件顶面的水,静置 15min 后卸下荷载块、多孔顶板和多孔底板、滤纸,称试样筒和试件总质量,计算试样含水率和干密度的变化。

(三)贯入试验:贯入仪见图 1-10-4。

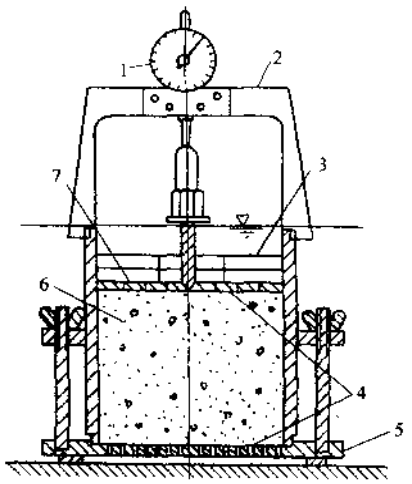


图 1-10-3 浸水膨胀装置
1-位移计;2-膨胀量测定装置;3-荷载板;4-滤纸;5-多孔底板;6-试样;7-多孔顶板

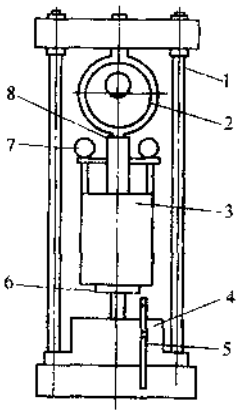


图 1-10-4 贯入仪
1-框架;2-测力计;3-试样;4-蜗轮蜗杆箱;5-摇把;6-升降台;7-位移计;8-贯入杆

将浸水后的试件放在贯入仪的升降台上,调节升降台的高度,使贯入杆与试件顶面刚好接触,试件顶面上放上四块荷载块,在贯入杆上施加 45N 的荷载,测力计和变形量测装置调整至

零位。启动电动机，施加轴向压力，使贯入杆匀速压入试件，测定测力计指定读数上相应的贯入量，使贯入量在2.5mm时读数不少于5个，试验至贯入量为10～12.5mm时终止。进行三个试件的平行试验，当三个测量结果的变异系数大于12%时，去掉一个偏离大的值，取二个结果的平均值；当变异系数小于12%时，取三个结果的平均值。

（四）以单位压力为横坐标，贯入量为纵坐标，绘制单位压力与贯入量关系曲线，见图1-10-5。

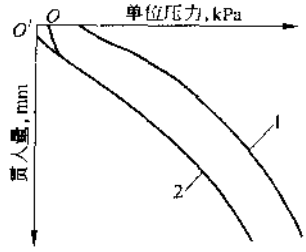


图1-10-5 单位压力与贯入量关系曲线

若曲线为凹曲线时，应进行修正。通过变曲率点引一切线与纵坐标相交点作为修正后的零点。

（五）按下列公式计算承载比：

1.贯入量为2.5mm时，

$$CBR_{2.5} = \frac{p}{7\,000} \times 100 \tag{1-10-1a}$$

2.贯入量为5.0mm时，

$$CBR_{5.0} = \frac{p}{10\,500} \times 100 \tag{1-10-1b}$$

式中：$CBR_{2.5}$、$CBR_{5.0}$——分别为贯入量为2.5mm和5.0mm时的承载比；

p——单位压力，kPa；

7 000和10 500——分别为贯入量2.5mm和5.0mm时的标准压力，kPa。

当贯入量为5.0mm时的承载比大于2.5mm时的承载比，试验应重做。

三、试验中注意的问题

1.进行CBR试验时，试验前一般将试样浸泡四昼夜作为设计状态，以模拟试件在使用过程中处于最不利状态。国外也是以四昼夜作为浸水时间。也可以根据不同地区、地形的排水条件、路面结构等情况适当改变试样的浸水方法和浸水时间，使CBR试验更符合实际情况。

2.为了模拟地基的上复压力，在浸水膨胀和贯入试验时，试样表面需要加荷载块，希望能施加与实际荷载或设计荷载相同的力。但对于粘性土来说，特别是上复压力很大时，荷载块的影响无法达到要求，因此标准中规定施加四块1.25kg的荷载块作为标准方法。

3.在加荷装置上安装好贯入杆后，为了使贯入杆端面与试样表面充分接触，所以在贯入杆上施加45N的预压力，将此荷载作为试验时的零荷载，并将该状态的贯入量为零点。绘制的压力和贯入量关系曲线，起始部分呈反弯，则表示试验开始时贯入杆端面与土表面接触不好，应对曲线进行修正。

*CBR*试验成果应用于公路和机场跑道的设计时，根据土的类别能求得跑道或路面的总厚度。

*CBR*试验的缺点是试验费时，成果比较分散，一般*CBR*对砂土给出的强度指标偏低，而对粘性土给出的强度指标偏高。

在我国的柔性路面设计中，以路基土和路面材料的回弹模量值作为设计参数为多，但不少单位，特别是科研单位，为便于使用*CBR*资料，对回弹模量和*CBR*的关系进行了大量试验工作，近几年也开展*CBR*试验，以便积累这方面的资料。

第十一章　回弹模量试验

一、目的和适用范围

回弹模量试验主要用于公路和机场跑道等填方工程。目的是通过对试样进行规定压力下的加载和卸载，测定土的回弹变形量，以确定土的回弹模量。该试验也可在现场进行。室内采用杠杆压力仪法和强度仪法。对含水率较大，硬度较小的试样用杠杆压力仪法，因为当压力较大时，加载卸载比较困难。而强度仪法适用于各种含水率和密度的试样以及加固的土，对于硬度较大的土，强度仪法尤为方便。本章介绍室内试验方法，适用于不同含水率和不同密度的细粒土。

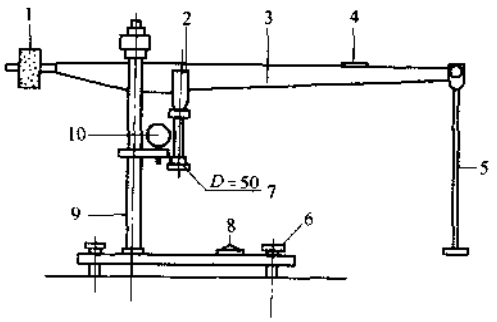


图 1-11-1　杠杆压力仪

1-调平砝码；2-加压杆；3-水平杠杆；4-水平气泡；5-加压架；6-调平脚螺丝；7-加压球座；8-底座水平气泡；9-立柱；10-千分表

二、杠杆压力仪法

1.杠杆压力仪见图 1-11-1。试样筒和承压板见图 1-11-2，其中试样筒如图 1-10-1(a)所示。

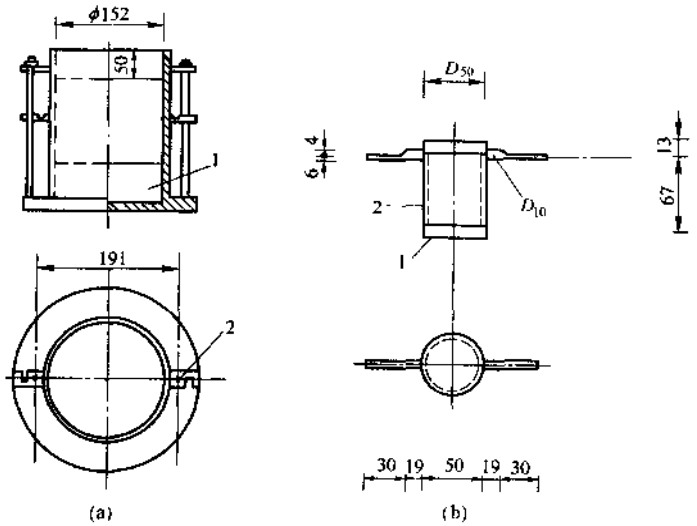


图 1-11-2　试样筒和承压板(单位：mm)

(a)试样筒；　　(b)承压板

1-垫块；2-φ5 螺丝孔　　1-厚 10mm 钢板；2-厚 5mm 钢板

2.根据工程要求选择轻型或重型击实法，按击实试验步骤制备试样，进行击实，求得最优含水率和最大干密度。再以最优含水率制备试样，用同类击实方法制备3～4个试件。

3.将装有试件的试样筒底面放在杠杆压力仪的底座上，将承压板放在试件中心位置，并与加压球座对正，在立柱上装上千分表，其测头安放在承压板的支架上。

4.在杠杆压力仪的加压架上施加砝码，用预定的最大压力进行预压，含水率不同的试样施加不同的压力，预压1～2次，每次预压1min，预压后调整承压板位置，并将千分表调至零位。

5.将预定的最大压力分4～6级进行加压，每级压力加载时间为1min，记录千分表读数。同时卸压，当卸载1min时，再记录千分表读数，同时施加下一级压力。如此逐级进行加压和卸压，直至最后一级压力。

6.本试验需进行三次平行测定，每次试验结果与回弹模量均值之差不应超过5%。

7.绘制单位压力与回弹变形关系曲线，即p—l关系曲线，如图1-11-3所示。用关系曲线的直线段计算试样的回弹模量。每级压力下的回弹模量按下式计算：

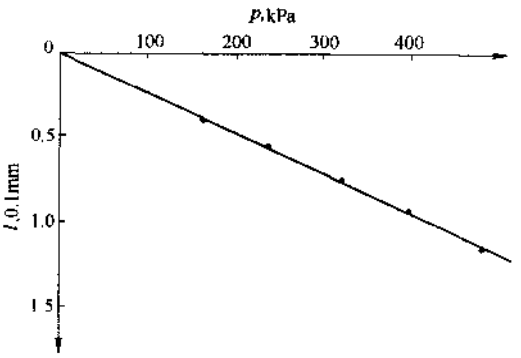


图1-11-3 p—l关系曲线(单位:mm)

$$E_e = \frac{\pi pD}{4l}[1-\mu^2] \tag{1-11-1}$$

式中：E_e——回弹模量，kPa；

p——承压板的单位压力，kPa；

D——承压板直径，cm；

l——相应于该级压力下的回弹变形量，cm；

μ——土的泊松比。

三、强度仪法

1.强度仪结构与图1-10-4相同。试件制备与杠杆压力仪法相同。

2.将装有试件的试样筒底面放在强度仪的升降台上，千分表支杆拧在试样筒两侧，将承压板放在试样表面中心位置，并与强度仪的贯入杆对正，千分表和表夹安装在支杆上，千分表测头安放在承压板两侧的支架上。

3.用预定的最大压力进行预压，方法与杠杆压力仪法相同。

4.将预定的最大压力分成4～6级，每级压力折算成测力计百分表读数，逐级加压、卸压，方法与杠杆压力仪法相同。当试样较硬，预定压力偏小时，可不受预定压力的限制，增加加压级数至需要的压力为止。

5.本试验应进行三次平行测定，每次结果与回弹模量的均值之差应不超过5%。

6.绘制单位压力与回弹变形关系曲线。按式(1-11-1)计算试样的回弹模量。

四、试验中注意的问题

1.室内回弹模量试验中，尤其在加压初始阶段，试样的回弹变形很小，估读误差大，所以测

定变形一定要用千分表。由于加载开始时的土样塑性变形，得出的 p-l 曲线有可能与纵坐标相交于原点以下，如果按读数值计算回弹变形，其中将包含一部分塑性变形，所以对读数应进行校正，即 p-l 将曲线的直线段延长与纵坐标相交点作为原点。

2.强度仪法中，加压后由于试样的微小变形可能会使测力计发生轻度卸压，对于较硬的土，卸载很小，可忽略不计。当试样较软时，可稍摇动手柄，补上卸掉的微小压力。

第十二章　渗透试验

一、定义和适用范围

1.渗透是液体在多孔介质中运动的现象。渗透系数是表达这一现象的定量指标。土的渗透性是由于骨架颗粒之间存在孔隙构成水的通道所致。土中孔隙水的运动和孔隙水压力的变化，常常是影响土的各种力学性质及控制各种土工建筑物设计与施工的重要因素。

水流动时，其中任一质点的运动轨迹称为流线。如相邻两质点的流线互不相交，则水流渭之层流；如流线相交，则水中出现漩涡，使水形成不规则状态，称为紊流。水在土内微细的孔隙中的运动是层流还是紊流，则是由流速的大小决定的，当流速在某一界限内即为层流，如超出此界限即成紊流。通常称此界限的流速为临界速度，此临界速度与土的颗粒大小及孔隙率有关。水在土内微细孔隙中的临界流速常比实际流速大，因此在一般情况下皆呈层流状态。而紊流情况在均匀的粗砾、卵石中常产生。早在19世纪中期，法国水力学家达西(Darcy)就给出了渗透的基本理论，他认为：若均匀介质土中的水流呈线流状态(即相邻两个水分子运动的轨迹是相互平行的)时，则渗透水流的速率 v 与水力坡降 i 成正比。当水力坡降 $i=1$ 时的渗透速度，称为渗透系数，达西定律表示为：

$$v = ki \tag{1-12-1}$$

式中：v——渗流速度；

i——水力坡降(在土中任意两点间产生渗流时，则两点的水头差与两点间渗流长度之比，即 $i=H/L$)；

k——渗透系数。

目前室内外各种渗透试验，均以此定律为依据。研究表明：细粒土由于孔隙小，且存在粘滞水膜，若渗透压力较小，则不足以克服粘滞水膜的阻滞作用，因而必须达到某一起始比降后，才能产生渗流。而对于具有较大孔隙的粗粒土，当水力比降大子某一数值后，水流状态将由层流转变为紊流，通常以临界雷诺数 R_e 不大于5～7为限。所以细粒土起始比降以前、粗粒土在某一比降以后的渗透现象，达西定律不再适用。

2.渗透系数是土的一项重要力学指标，它将用来分析天然地基、堤坝和基坑开挖边坡的渗流稳定，确定堤坝断面和计算堤坝和地基的渗流量等。由于影响渗透系数的因素十分复杂，如土的颗粒组成，胶体含量、结构状态、密度、土粒和水的矿物成分等，都足以影响它的正确测定。当前室内和现场用的各种方法所测定的渗透系数仍然是个比较粗略的数值，实际上渗透系数的测定方法，仍处于研究和改进之中。

对不同的土类测定土的渗透系数，应选用不同的试验方法。试验类型分为常水头渗透试验和变水头渗透试验。常水头渗透试验适用于粗粒土，变水头渗透试验适用于细粒土。渗透系数的测定，以现场抽水注水法测定结果较为可靠，但由于设备复杂、耗费大，仅在特殊需要时才采用。目前一般是以室内渗透试验测定渗透系数。

二、试验方法

试验仪器的选择主要根据以下原则确定：首先是试验结果应合理可靠；其次是能满足细粒土和粗粒土室内和现场试验的需要；再则是仪器结构简单，止水严密，易于排气。根据上述原则，我国以往采用的测试方法有 70 型(基马式)渗透仪法、土样管(卡明斯基管)渗透仪法、负压式渗透仪法、南 55 型渗透仪法、南 59 型渗透仪法及试坑渗水法等。

70 型渗透仪及土样管渗透仪适用于粗粒土。土样管法虽然精度较差，但仪器和步骤较简便，易于掌握，可在现场进行。70 型渗透仪多用于室内，由于有测压孔，可以分段取值，相互校核，并可取流态较稳定的中段的试验结果，其不足之处是筒身为金属制作，不便于观察试样内部渗流情况，遇有积气部位不易发现与排除，这种缺点应在装样时注意避免。负压式渗透仪和南 55 型渗透仪都适用于原状和扰动细粒土的室内试验。负压式渗透仪的仪器构造和操作都较繁琐，优点是它可以和固结试验结合进行，并可利用一个试验测出各种孔隙比下的渗透系数，可避免试样与环壁密合不好的缺点，当试样较小时宜用此法。南 55 型渗透仪的特点是仪器构造简单，止水严密，适用于常水头和变水头两种方法，属于定型的渗透仪，我国各试验室普遍采用。南 59 型渗透仪用的较少。

近年来，国内一些试验室利用现有仪器对渗透系数的测定进行改进。例如对渗透性极低的土利用三轴仪装置进行渗透试验。这种装置的优点是试样用橡皮膜包封，侧向施加压力，以防止试样侧壁的渗漏，可以模拟原地的应力条件；可以加大水力梯度，能对试样施加反压力，使试样达到饱和；测流量的体变管封闭，没有蒸发的影响。对渗透性极低的土也可利用固结仪装置进行渗透试验。这种试验装置的优点是试样厚度薄，所需试验时间短；漏水的影响小，可测定不同压力下的渗透系数。采用这些方法，提高了工效，同时解决了特殊土的渗透系数测定。

渗透系数测定的方法应根据土样的渗透性大小，选用常水头法或变水头法，因两种方法试验原理不同，效果各异。对弱透水性的土样，用常水头法不能准确地量测出水量，反之，对强透水性土样，用变水头法由于水头下降过快，就得不到满意的结果。在一般情况下，常水头法适用于渗透系数(k)大于 10^{-4}cm/s 的土，变水头法适用于渗透系数(k)为 $10^{-4}\sim10^{-7}$cm/s 的土。土的渗透性和试验方法见表 1-12-1。

土的渗透性和试验方法 表 1-12-1

<table>
<tr><td>渗透系数
K,(cm/s)</td><td colspan="6">10 1.0 10^{-1} 10^{-2} 10^{-3} 10^{-4} 10^{-5} 10^{-6} 10^{-7} 10^{-8} 10^{-9}</td></tr>
<tr><td>渗透性能</td><td colspan="2">高</td><td colspan="2">中等</td><td>低</td><td>极低</td><td>实际不透水</td></tr>
<tr><td>土的种类</td><td colspan="2">干净的砾
(GW,GP)</td><td colspan="2">干净的砂及砂砾
(GW, GP, SW, SP, GM)</td><td colspan="2">极细砂，粉土，砂，粉土、粘土混合物，层状粘土等
(SM,SC,ML)</td><td rowspan="2">不透水的土，例如风化的均质粘土
(CH,MH)</td></tr>
<tr><td colspan="4">受植物及风化影响而形成的"不透水的土"</td></tr>
<tr><td rowspan="2">渗透系数直接测定方法</td><td colspan="3">现场抽水试验</td><td colspan="2">现场注水试验</td><td></td></tr>
<tr><td>特殊的变水头试验</td><td colspan="2">常水头试验</td><td>变水头试验</td><td>特殊的室内渗透试验</td><td></td></tr>
<tr><td>渗透系数间接测定方法</td><td colspan="3">从颗粒大小分布计算
(适用于干净的砂和砾)</td><td></td><td>从固结试验推算</td><td></td></tr>
</table>

(一)常水头渗透试验

1.常水头渗透试验即水流在一定的水头差影响下通过土样，试验时土样长度为固定值，这样水力坡降为常数，根据达西定律，渗透流量为：

$$Q = kiAt = k\frac{H}{L}At$$

$$k = \frac{QL}{HAt} \tag{1-12-2}$$

式中：Q——渗透流量，cm^3；

k——渗透系数，cm/s；

i——水力坡降；

H——水头损失，cm；

L——渗透路径长度，cm；

A——试样截面积，cm^2；

t——时间，s。

试验时使水渗透通过厚度为 L，截面积为 A 的试样，量出渗透开始后的水力坡降 i 和时间间隔为 t 的流量 Q；代入式(1-12-2)即可求得渗透系数 k。常水头渗透试验装置，如图 1-12-1 所示。

2.常水头渗透试验步骤是将风干的代表性试样分层装入圆筒内，每层 2～3cm，根据要求的孔隙比，控制试样厚度。每层试样装完后从渗水孔向圆筒充水至试样顶面，最后一层试样应高出测压管 3～4cm，当水面高出试样顶面时，应继续充水至溢水孔有水溢出，计算试样高度，检查测压管水面，测压管和溢水孔水面齐平。向圆筒内供水，调节管在试样 1/3 高度处，形成水位差，使水渗入试样，经过调节管流出。试验过程中，使进入圆筒内的水量多于溢出的水量，并保持圆筒内水位不变，试样处于常水头下渗透。当测压管水位稳定后，测记水位，并计算各测压管之间的水位差，按规定时间记录溢出水量。然后将调节管置于试样中部和下部 1/3 处，重复测定溢出水量，当不同水力坡降下测定的数值接近时，结束试验。

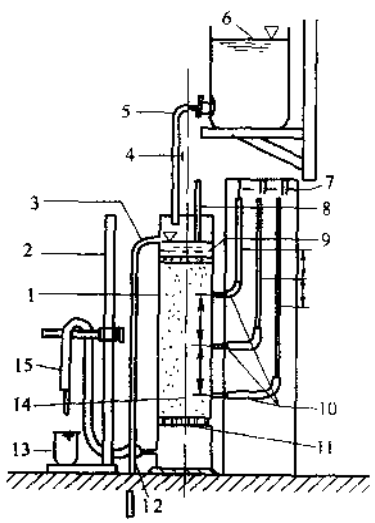


图 1-12-1 常水头渗透装置

1-金属圆筒；2-滑动架；3-溢水孔；4-止水夹；5-供水管；6-供水瓶；7-测压管；8-温度计；9-砾石层；10-测压孔；11-金属孔板；12-渗水孔；13-量杯；14-试样；15-调节管

3.按式(1-12-2)计算常水头渗透系数。并按下式计算标准温度下的渗透系数：

$$k_{20} = k_T\frac{\eta_T}{\eta_{20}} \tag{1-12-3}$$

式中：k_{20}——标准温度时试样的渗透系数，cm/s；

k_T——试验温度时试样的渗透系数，cm/s；

η_T、η_{20}——分别为 T℃和 20℃时水的动力粘滞系数，kPa·s，可查表 1-12-2。

水的动力粘滞系数 η、粘滞系数比 η_T/η_{20}，校正温度值，见表 1-12-2。

(二)变水头渗透试验

1.变水头渗透试验是水在变化的水头压力下通过土样进行渗透的。根据同一时间内经过土样的渗流量与水

头量管流量相等推导得出变水头渗透系数。

$$k = 2.3\frac{aL}{A(t_2 - t_1)}\lg\frac{H_1}{H_2} \tag{1-12-4}$$

式中：2.3——lg 和 ln 的变换因数；

a——变水头管的断面积，cm^2；

t_1、t_2——测读水头的起始和终止时间，s；

H_1、H_2——起始和终止水头，cm。

水的动力粘滞系数、粘滞系数比、温度校正值　　表 1-12-2

温度（℃）	动力粘滞系数 $\eta(10^{-6}kPa\cdot s)$	η_T/η_{20}	温度校正系数 T_D	温度（℃）	动力粘滞系数 $\eta(10^{-6}kPa\cdot s)$	η_T/η_{20}	温度校正系数 T_D
5.0	1.516	1.501	1.17	17.5	1.074	1.066	1.66
5.5	1.498	1.478	1.19	18.0	1.061	1.050	1.68
6.0	1.470	1.455	1.21	18.5	1.048	1.038	1.70
6.5	1.449	1.435	1.23	19.0	1.035	1.025	1.72
7.0	1.428	1.414	1.25	19.5	1.022	1.012	1.74
7.5	1.407	1.393	1.27	20.0	1.010	1.000	1.76
8.0	1.387	1.373	1.28	20.5	0.998	0.988	1.78
8.5	1.367	1.353	1.30	21.0	0.986	0.976	1.80
9.0	1.347	1.334	1.32	21.5	0.974	0.964	1.83
9.5	1.328	1.315	1.34	22.0	0.968	0.958	1.85
10.0	1.310	1.297	1.36	22.5	0.952	0.943	1.87
10.5	1.292	1.279	1.38	23.0	0.941	0.932	1.89
11.0	1.274	1.261	1.40	24.0	0.919	0.910	1.94
11.5	1.256	1.243	1.42	25.0	0.899	0.890	1.98
12.0	1.239	1.227	1.44	26.0	0.879	0.870	2.03
12.5	1.223	1.211	1.46	27.0	0.859	0.850	2.07
13.0	1.206	1.194	1.48	28.0	0.841	0.833	2.12
13.5	1.188	1.176	1.50	29.0	0.823	0.815	2.16
14.0	1.175	1.168	1.52	30.0	0.806	0.798	2.21
14.5	1.160	1.148	1.54	31.0	0.789	0.781	2.25
15.0	1.144	1.133	1.56	32.0	0.773	0.765	2.30
15.5	1.130	1.119	1.58	33.0	0.757	0.750	2.34
16.0	1.115	1.104	1.60	34.0	0.742	0.735	2.39
16.5	1.101	1.090	1.62	35.0	0.727	0.720	2.43
17.0	1.088	1.077	1.64				

变水头渗透试验装置，如图 1-12-2 所示。

2.变水头渗透试验步骤是将装有试样的环刀装入渗透容器，用螺母拧紧，要求密封至不漏气不漏水，用装置的水头对试样进行饱和(不易透水的试样应事先进行抽气饱和)，容器的进水口与变水头管连接，利用供水瓶中的纯水向进水管注水，并渗入渗透容器，排除容器底部的空气，关进水管夹。变水头管中的水位达到预定高度，待水位稳定后切断水源，开进水管夹，使水进入试样，当容器的出水口有水溢出时开始记录变水头管中起始水位和起始时间，按预定时间间隔测定水位和时间的变化，将变水头管中的水位变换高度，待水位稳定后再测定水位和时间的变化，重复5～6次，当不同开始水头下测定的渗透系数在允许差值范围内时，结束试验。

3.按式(1-12-4)计算变水头渗透系数，并按式(1-12-3)计算标准温度下试样的渗透系数。

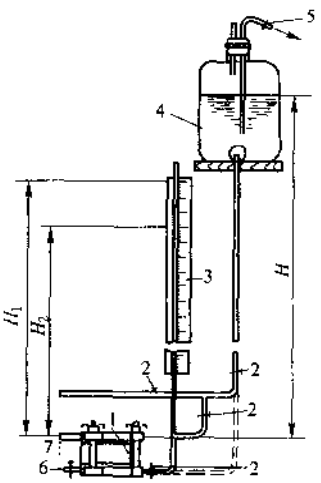


图 1-12-2 变水头渗透装置
1-渗透容器；2-进水管夹；3-变水头管；4-供水瓶；5-接水源管；6-排气水管；7-出水管

三、影响试验成果的几个问题

1.试验用水。水中含气对渗透系数的影响主要由于水中气体分离，形成气泡堵塞土的孔隙，致使渗透系数逐渐减小。因此，试验中要求用无气水，最好利用实际作用于土中的天然水，但这一点较难做到。试验要求所用的纯水先进行脱气，脱气的方法是先将水煮沸，然后降低压力，冷却。也可用抽气方法。试验时规定水温应高于试样的温度，目的也是避免低温的水进入较高温度的试样时，水将因温度升高而分解出气泡，以致堵塞孔隙。

2.试样的饱和。土样的饱和度愈小，土的孔隙内残留气体愈多，使土的有效渗透面积减小，同时，由于气体因孔隙水压力的变化而胀缩，使饱和度的影响成为一个不定的因素，为了保持试验精度，要求试样必须充分饱和。实践证明真空抽气饱和法是有效的方法。为了使试样充分饱和，可在三轴仪中用反压力方法进行渗透试验。

3.水的动力粘滞系数随温度而变化，土的渗透系数与水的动力粘滞系数成反比，因此，在任一温度下测定的渗透系数应换算到标准温度下的渗透系数，使试验结果有可比性。关于标准温度，各国不统一，美国采用20℃，日本采用15℃，前苏联采用10℃，以往我国也采用10℃，实际上以10℃作为我国的标准温度是不符合我国具体情况，且标准温度应有标准温度的定义去解释，目前我国各系统采用的标准温度均以20℃为准，所以土工试验中也采用20℃作为标准温度。

4.关于试验成果的取值。对一个试样多次测定的取值标准。根据六个单位467组渗透试验成果统计：当 $k = A \times 10^{-n}$ 时，n 值为常数，A 的差值小于1.0的占66.3%，小于2.0的占82.6%，大于2.0的占17.4%，因此，一个试样多次测定的取值应在连续测定6次后，取同次方的 A 值最大和最小之差值不大于2.0的四个以上的结果，取其平均值作为试样在某一孔隙比下的平均渗透系数。土的渗透性是水流通过土孔隙的能力，土的孔隙大小决定着渗透系数的大小，为此，测定渗透系数时，必须说明与渗透系数相适应的土的密度状态。试验时应将试样控制在设计要求的孔隙比下测定其渗透系数，否则试验结果无实用意义。若试样孔隙比控制在需要值有困难时，可进行不同孔隙比下的渗透试验，测得孔隙比与渗透系数的关系曲线，查得任意孔隙比下的渗透系数。

第十三章　固结试验

第一节　试验原理与目的

一、目的与意义

（一）固结试验是研究土体一维变形特性的测试方法。它是测定土体在压力作用下的压缩特性，所得的各项指标用以判断土的压缩性和计算土工建筑物与地基的沉降。土体的压缩性实际上表示孔隙体积随压力的增加而减小，固结试验成果一般整理成 $e—p$ 曲线或 $e—\lg p$ 曲线。土的压缩变形通常是在实验室用固结仪来测定。试验系将试样放在没有侧向变形的厚壁压缩容器内，如图 1-13-1 所示。分级施加垂直压力，测定加压后不同时间的压缩变形，直至各级压力下的变形量趋于某一稳定标准为止，然后绘制各级压力下最终变形量与相应压力的关系曲线，从而求得压缩指标。试验所用的金属容器可限制试样在试验过程中始终不可能产生侧向变形，所以试验中试样的应力状态是比较简单的，试样只受压应力，其变形只沿受力方向产生一维压缩，属于一维轴对称应变问题。试样内部任一点的垂直应力与外加压力相等，即 $\sigma_z = p$，而其侧向应力则取决于土的侧压力系数 k_0 值，即 $\sigma_x = \sigma_y = k_0\sigma_z$，实际上就是 k_0 条件下的压缩试验。

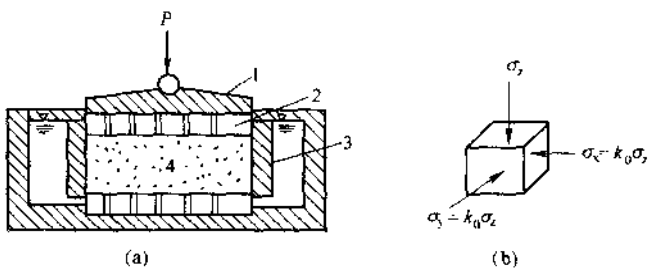


图 1-13-1　固结试验容器

(a)压缩试验容器；(b)试样单元体的受力状态

1-加压盖；2-透水石；3-护环；4-试样

（二）固结试验的目的是测定试样在侧限与轴向排水条件下的变形与压力，或孔隙比与压力的关系，变形与时间的关系，以便计算土的压缩系数 a_v；压缩指数 C_c；回弹指数 C_s；压缩模量 E_s；固结系数 C_v 以及原状土的先期固结压力 p_c 等，测定项目视工程需要而定。

1.压缩系数 a_v 是 $e—p$ 曲线上某一压力范围的割线斜率，表示在该压力范围内土的压缩性，它随压力增加而减小。地基压缩性可按 p_1 为 0.1MPa，p_2 为 0.2MPa 时相对应的压缩系数 a_{1-2} 划分为低、中、高压缩性，并按以下规定进行评价：

当 $a_{1-2} < 0.1$ 时，为低压缩性；

当 $0.1 \leqslant a_{1-2} < 0.5$ 时，为中压缩性；

当 $a_{1-2} \geqslant 0.5$ 时，为高压缩性。

2.压缩指数 C_c 是 e-lg$p$ 曲线上直线段的坡度，它是计算粘性土地基沉降量的主要指标。

3.回弹指数 C_s 是 e-lg$p$ 曲线上卸荷段的坡度，用它可估算卸荷后土体的回弹量。它是土体弹性分量的量度，在土体的弹塑性增量分析理论中是一个重要指标。

4.先期固结压力 p_c 是土体所承受过的最大有效压力，一般用原状土在加荷、卸荷、再加荷的压缩、回弹试验所测得的 e-lg$p$ 曲线上求得。在天然土层中，当某土层的上复有效压力 p 大于 p_c 时，该土层处于正常固结状态；p 大于 p_c 而尚未达到固结稳定时，为欠固结状态；当 p 小于 p_c 时，该土层处于超固结状态。在相同的压力范围内，三种土层的压缩量是不同的，欠固结土虽不多见，但其压缩量是最大的，所以 p_c 是影响粘土地基沉降计算的主要因素之一。

5.固结系数 C_v 是估算沉降速率的指标。固结系数越大，土的固结越快。

以上指标反映土的压缩特性，它们与土的性质、状态、应力条件及测试方法等有关，因此，选取代表性试样与确定合理的测试方法是取得正确试验成果的基本要求。

二、固结试验原理

（一）固结模型：饱和粘土的固结概念可用一个带有活塞及弹簧的盛水容器来描述，见图 1-13-2(a)。弹簧相当于土的颗粒骨架，活塞是封闭的，活塞与容器之间没有摩擦，活塞由弹簧隔开，其间充满水，每个活塞上有一细孔，水可以通过细孔从一个空间流到另一个空间。容器中的孔隙水压力开始为零，弹簧没有受力。假设在顶部活塞上施加一压力 Δp，而排水孔的阀门关闭，压力由水承受，弹簧上的压力仍旧是零。当阀门打开时，水将流出，上部空间 I 的体积减小，弹簧受压，此时空间 I 与 II 之间有压力差，引起水从空间 II 流向空间 I，因而空间 II 的体积也相应地减小，空间 II 的弹簧受部分压力，其间孔隙水压力减小，随之，空间 III 中的水向空间 II 流动，空间 III 的弹簧开始受力。施加压力一定时间后，三个空间的孔隙水压力与弹簧承受的有效压力，如图 1-13-2(b)所示。施加的压力由水承受转向由弹簧承受的速度，取决于活塞上细孔的大小。

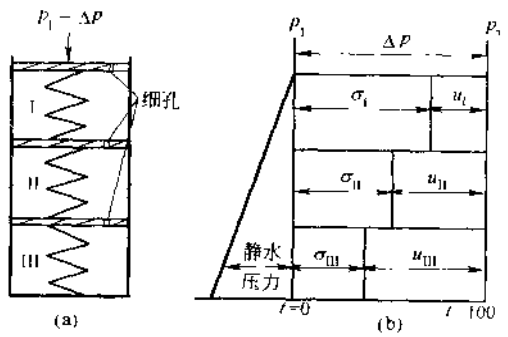


图 1-13-2 固结模型

在粘土层中，粘土颗粒可视为无数小弹簧，其孔隙充满水，孔隙水压力 u 与颗粒间的有效应力 σ' 随深度及时间的变化可成为一条光滑的曲线，见图 1-13-3。骨架与水对外力 p 的分担，在任意时刻都满足下列的静力平衡式：

$$p = \sigma'(t) + u(t)$$

此式表明有效应力和孔隙水压力是随时间而变化的，但两者之和恒为常数。

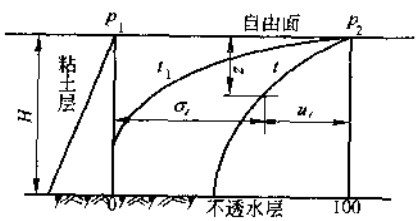


图 1-13-3 粘土层中 σ 与 u 随深度和时间的关系曲线

（二）固结方程

太沙基在推导固结方程时，进行了以下假定：

1.土是完全饱和的，而且是均匀的；

2.土粒和孔隙水不可压缩，土的体积变化完全是孔隙水的排出而产生的；

3.变形只在垂直加压的方向发生，孔隙水的流动与变形方向相同，侧向变形受限制；

4.水的流动服从达西定律，边界面上是自由面，对水的流出没有阻力；

5.在固结过程中，不考虑土层厚度的变化；

6.土的体积压缩系数 m_v 为常数；土的渗透系数 k 在固结过程中没有变化，所以固结系数 C_v 也是常数。

根据以上假定，太沙基导出了有名的固结微分方程：

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{1-13-1}$$

式中：C_v——固结系数，$C_v = \dfrac{k}{m_v \gamma_w}$。

式(1-13-1)反映孔隙水压力随时间沿土层深度变化的规律，如果土层的排水边界条件如图1-13-4所示。

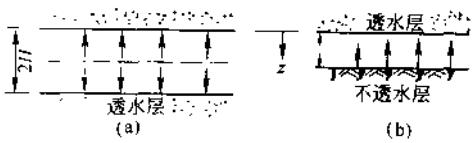


图 1-13-4 排水的边界条件
(a)双面排水；(b)单面排水

当 $0 \leqslant t \leqslant \infty$ $z = 0$ 时 $u = 0$

$0 \leqslant t \leqslant \infty$ $z = 2H$ 时 $u = 0$

$t = 0$ $0 < z < 2H$ $u = \Delta\sigma$

则方程(1-13-1)的解为：

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i(z) \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right\} \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(-\frac{1}{4} n^2 \pi^2 T_v \right) \tag{1-13-2}$$

式中：n——整数；

$u_i(z)$——沿 z 方向初始孔隙水压力的分布；

T_v——时间因数，$T_v = \dfrac{C_v t}{H^2}$；

H——孔隙水向透水层流动的最大排水距离。

如果将 H 理解为粘土层的厚度，就会发生错误。假定初始孔隙水压力与粘土层深度无关，而是一定值 u_0，则式(1-13-2)可简化为：

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{m} \sin \frac{mz}{H} \exp\left(-m^2 T_v \right) \tag{1-13-3}$$

式中：m——任意正数，$m = \dfrac{(2n+1)\pi}{2}$，$n = 0, 1, 2 \cdots\cdots$。

将固结进行的程度定义为固结度 U，用孔隙水压力减小的程度与初始孔隙水压力之比表示，则：

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{m^2} \exp\left(-m^2 T_v \right) \tag{1-13-4}$$

从式(1-13-4)可算出 U-T_v 的关系，见表 1-13-1。

固结度与时间因数的关系 表 1-13-1

U	T_v	U	T_v
0.10	0.008	0.30	0.071
0.15	0.019	0.35	0.097
0.20	0.031	0.40	0.126
0.25	0.050	0.45	0.160

续上表

U	T_v	U	T_v
0.50	0.197	0.75	0.490
0.55	0.238	0.80	0.567
0.60	0.287	0.85	0.700
0.65	0.342	0.90	0.848
0.70	0.403	0.95	1.125

将固结度与时间因数绘制成关系曲线，见图 1-13-5。

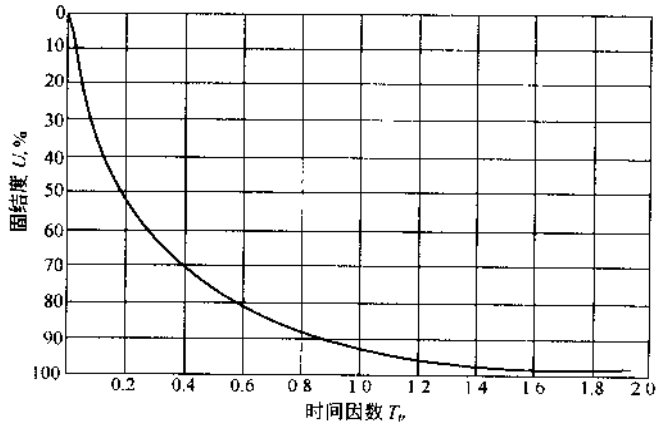


图 1-13-5 固结度与时间因数关系曲线

固结试验适用于饱和的粘性土。当只进行压缩指标测定时，允许用于非饱和土，不得测定 C_v 和 p_c 值。

第二节 试 验 方 法

土的固结试验方法是根据太沙基的固结理论建立的，国内外常用的标准方法是增量分级加荷法。20 世纪 50 年代开始，我国一些单位为了缩短试验时间，采用了快速法，这种方法理论依据不足，仅作为一种方法列入各系统的土工试验规程。20 世纪 80 年代，连续加荷的试验研究取得了长足的发展，逐渐形成标准化，美国于 1983 年将此法列入 ASTM 标准中。

一、常规固结试验

常规固结试验为增量分级加荷法。该法规定标准加荷时间为 24h 一级，加荷率为 1，即每级压力为前级压力的一倍。

(一)常规固结试验的仪器设备主要为固结仪，由环刀、护环、透水板、水槽、加压上盖组成，见图 1-13-6。

1.环刀：内径为 61.8mm 和 79.8mm，高度为 20mm。环刀应具有一定的刚度，内壁应保持较高的光洁度，宜涂一薄层硅脂或聚四氟乙烯。

2.透水板：氧化铝或不受腐蚀的金属材料制成，其渗透系数应大于试样的渗透系数。用固定式容器时，顶部透水板直径应小于环刀内径 0.2～0.5mm。用浮环式容器时，上下端透水板直径相等，均应小于环刀内径。

3.固结容器的形式有固定式和浮环式。两种容器均为双面排水，但受力条件有差异，见图 1-13-7。

固定式容器中的试样是由上向下压缩，浮环式容器中的试样是由上下两端向中部压缩，因此，当试样高度相同时，浮环式容器的环壁摩擦力的影响较固定式的小，说明浮式优于固定式。为了尽量减少环壁阻力对试验成果的影响，各国对试样的径高比均作了相应的规定。

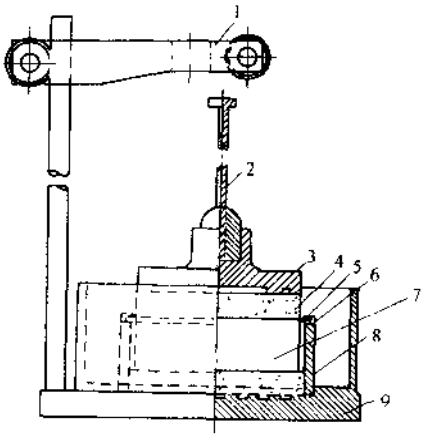


图 1-13-6 固结仪示意图
1-位移计架；2-位移计导杆；3-加压上盖；4-透水板；5-导环；6-环刀；7-试样；8-护环；9-水槽

（二）加压设备应能垂直地在瞬间施加各级规定的压力，且没有冲击力，压力的准确度应符合现行国家标准《土工仪器的基本参数及通用技术条件》（GB/T 15406）的规定。目前常用的加压设备有杠杆式和磅秤式两种，杠杆式最大荷重已达 10kN，能满足测定先期固结压力的要求，施加于试样上的压力达到 3.2MPa；磅秤式最大荷重为 5kN，施加于试样上的压力达 1.6MPa。随着科学技术的发展，目前国内也有液压式和气压式等加压设备。

（三）变形量测设备采用最小分度值为 0.01mm 的百分表或准确度为全量程 0.2% 的位移传感器。

固结仪及加压设备应定期校准，并定期作仪器变形校正曲线，具体操作可参考有关标准。

（四）固结试验是将试样切入环刀后放在固结容器中，使侧向受限制，在垂直方向施加压力，每级压力从开始直至超孔隙压力消散完均保持不变。试验步骤是：

1.试样制备按第三章方法进行，并测定试样的密度、含水率及土粒比重。试样需要饱和时，进行抽气饱和。

2.在固结容器中放置护环、透水板和薄型滤纸，将带有试样的环刀放入护环内，放上导环，试样顶面依次放上薄型滤纸、透水板、加压上盖，并将固结容器置于加压框架正中。

3.施加 1kPa 的预压力，使试样与仪器上下各部件之间接触，调整变形量测装置的零点，测记初读数。

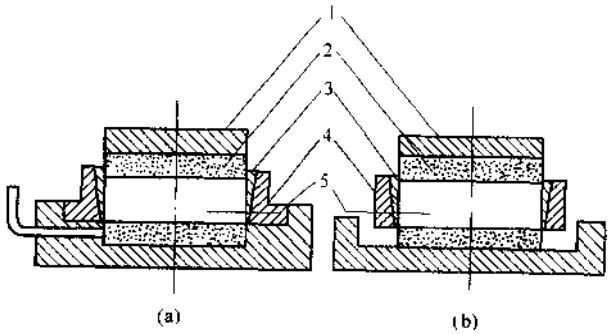


图 1-13-7 固结容器示意图
(a)固定式；(b)浮环式
1-加压上盖；2-透水石；3-环刀；4-护环；5-试样

4.确定需要施加的各级压力。第一级压力视土的软硬程度而定，宜用 12.5kPa，25.0kPa 或 50kPa，最后一级压力应大于土的自重压力与附加压力之和。只需测定压缩系数时，施加每级压力后测定试样高度变化，以每小时变形达 0.01mm 时，作为稳定标准。逐步加压，最大压力不小于 400kPa。需要确定原状土的先期固结压力时，初始段的荷重率可小于 1，可采用 0.5 或 0.25，施加的压力应使测得的 e-lg$p$ 曲线下段出现直线段。对超固结土应进行卸荷，再加荷来评价其压缩特性。

对于饱和试样，施加第一级压力后应向水槽中注水，浸没试样。对非饱和试样，用湿棉纱围住加压板。

5.需要测定沉降速率、固结系数时，施加每一级压力后应按时间要求读数，一般为6、15(s)、1、2 $\frac{1}{4}$、4、6 $\frac{1}{4}$、9、12 $\frac{1}{4}$、16、20 $\frac{1}{4}$、25、30 $\frac{1}{4}$、36、42 $\frac{1}{4}$、49、64、100、240(min)，23、24(h)。直至稳定为止，一般为24h。需要回弹时，可在某级压力下固结稳定后退荷，直至退到要求的压力。

6.试验结束后，吸去容器中的水，取出试样，测定含水率。

(五)试验资料的整理：

1.按下式计算试样的初始孔隙比及各级压力下的孔隙比：

$$\left.\begin{aligned} e_0 &= \frac{(1+w_0)G_s\rho_w}{\rho_0} - 1 \\ e_i &= e_0 - \frac{1+e_0}{h_0}\Delta h_i \end{aligned}\right\} \tag{1-13-5}$$

2.某一压力范围内的压缩系数按下式计算：

$$a_v = \frac{e_i - e_{i+1}}{p_{i+1} - p_i} \tag{1-13-6}$$

3.某一压力范围内的压缩模量按下式计算：

$$E_s = \frac{1+e_0}{a_v} \tag{1-13-7}$$

4.某一压力范围内的体积压缩系数按下式计算：

$$m_v = \frac{1}{E_s} = \frac{a_v}{1+e_0} \tag{1-13-8}$$

5.压缩指数和回弹指数按下式计算：

$$C_c(C_s) = \frac{e_i - e_{i+1}}{\lg p_{i+1} - \lg P_i} \tag{1-13-9}$$

以上式中：e_0——试样初始孔隙比；

e_i——各级压力下试样的孔隙比；

h_0——试样初始高度，mm；

Δh_i——某级压力下试样固结稳定后的总变形量，mm；

a_v——压缩系数，MPa^{-1}；

p_i——某级压力值，MPa；

E_s——压缩模量，MPa；

m_v——体积压缩系数，$MPa^{(-1)}$；

$C_c(C_s)$——压缩指数(回弹指数)。

6.绘制孔隙比与压力关系曲线，见图1-13-8。

7.用作图法确定原状土的先期固结压力。在 e-lg$p$ 曲线上找出最小曲率半径 R_{min} 的点 O，过 O 点作水平线 OA，切线 OB 及 $\angle AOB$ 的平分线 OD，OD 与曲线下段直线段延长线交于 E 点，对应于 E 点的压力值即为原状土试样的先期固结压力 p_c。

8.固结系数按下列方法确定：

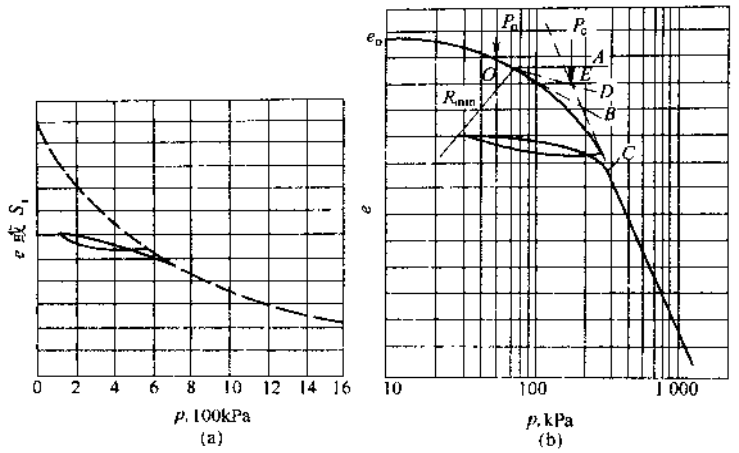


图 1-13-8 e—p 关系曲线

(a) $e(S_t)$—p 关系曲线；(b) e—lg$p$ 曲线求 p_c 示意图

(1)时间平方根法：绘制变形与时间平方根关系曲线；见图 1-13-9。延长曲线开始段的直线，交纵坐标于 d_0 为理论零点，过 d_0 作一直线，令其横坐标为前一直线横坐标的 1.15 倍，则后一直线与 d-$\sqrt{t}$ 曲线交点所对应的时间的平方即为试样固结度达 90% 所需的时间 t_{90}，该级压力下的固结系数按下式计算：

$$C_v = \frac{0.848\bar{h}^2}{t_{90}} \tag{1-13-10}$$

式中：C_v——固结系数，cm^2/s；

$\bar{h}$——最大排水距离，等于某级压力下试样的初始和终了高度平均值的一半，cm。

(2)时间对数法：绘制变形与时间对数关系曲线，见图 1-13-10。在关系曲线的开始段，任选一时间 t_1，查得对应的变形值 d_1，另取一时间 $t_2 = t_1/4$，查得相对应的变形值 d_2，则 $2d_2 - d_1$ 即为 d_{01}，另取一时间依同法求得 d_{02}，d_{03}，d_{04} 等，取其平均值为理论零点 d_0，延长曲线中部的直线段和通过曲线尾部数点切线的交点即为理论终点 d_{100}，则 $d_{50} = (d_0 + d_{100})/2$，对应于 d_{50} 的时间即为试样固结度达 50% 所需的时间 t_{50}，某一级压力下的固结系数按下式计算：

$$C_v = \frac{0.197\bar{h}^2}{t_{50}} \tag{1-13-11}$$

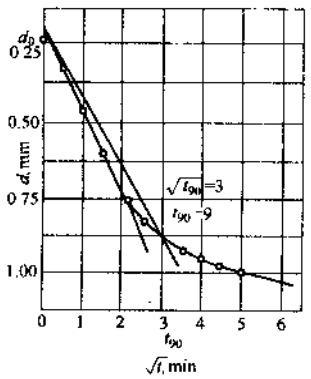


图 1-13-9 时间平方根法求 t_{90}

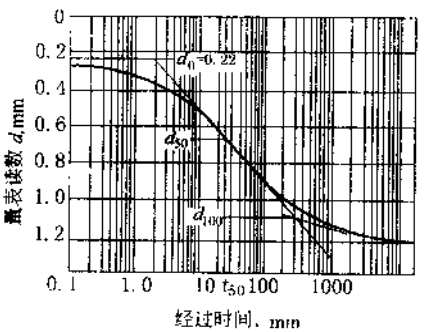


图 1-13-10 时间对数法求 t_{50}

二、快速法固结试验

快速法是指一小时快速试验法。其成立的理由是，对于 2cm 厚的试样，在压力作用下 1h 的固结度一般可达 90% 以上，按此速率进行试验，对试验结果进行校正，可得到与常规固结试验近似的结果。可以缩短试验历时，所以得到广泛应用。根据经验认为：快速法测得的变形量小于常规法测得的变形量，因此，对各级压力下的压缩量需用大于 1 的系数进行校正。但在实践经验中发现，对于某些扰动试样，不一定符合以上规律，也有快速法的压缩量大于常规法的，实际压缩量的大小并不单纯取决于时间的长短，而与土的性质有关。快速法由于没有理论依据，只有对透水性较大的地基土，或当建筑物对地基变形要求不高，不需要估算沉降发展过程的工程，才可用此法。快速试验法的试验步骤与常规试验基本相同，只是每级压力的历时缩短到 1h，仅在最后一级压力下，除测记 1h 的变形量外，还应测记达到变形稳定时的读数。稳定标准一般定为每小时的变形不大于 0.005mm。需要修正时，根据最后一级压力下稳定变形量与 1h 变形量的比值分别乘以前各级压力下 1h 的变形量，即可得到修正后的各级压力下的变形量。

三、连续加荷固结试验

连续加荷固结试验是在试样上连续加荷，随时测定试样的变形量与试样底部的孔隙水压力，按照控制条件，可分为等应变速率固结试验、等梯度固结试验、等加荷速率固结试验。

等应变速度试验简称 CRS 试验，在整个试验加荷过程中，单位时间内的变形量为常量。

等加荷速率试验简称 CRL 试验，在整个试验加荷过程中，加荷速率保持常量。

等梯度试验简称 CGC 试验，在试验过程中，试样不透水底部的孔隙水压力保持不变。

(一)连续加荷固结试验的理论依据是太沙基单向固结理论，其固结微方程为：

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma(t)}{\partial t} \tag{1-13-12}$$

因连续加荷试验在试样底部测定孔隙水压力，试样底部相当于常规试验中试样的中间面，为不透水层，其边界条件、初始条件及加荷条件分别为：

边界条件　$t>0$　$z=H$　$u=0$

　　$t>0$　$z=0$　$\frac{\partial u}{\partial z}=0$

初始条件　$t=0$　$0\leqslant z\leqslant H$　$u=0$

加荷条件　$t>0$　$\Delta\sigma(t)=R_\sigma \Delta t$ 即 $R_\sigma=\frac{\Delta\sigma(t)}{\Delta(t)}$ 称加荷率

根据边界条件、初始条件和加荷条件(见图 1-13-11)，方程(1-13-12)的解为：

$$u(z,t)=\frac{R_\sigma H^2}{2C_v}\left\{\left(1-\frac{z^2}{H^2}\right)-\frac{32}{\pi^3}\sum_{n=1,3,5\cdots}^{\infty}\frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi z}{H}\exp\left(-\frac{n^2\pi^2}{4}T_v\right)\right\} \tag{1-13-13}$$

式中：C_v——固结系数，cm^2/s；

T_v——时间因数；

R_σ——加荷率，kPa/s。

从式(1-13-13)中可以看出，在连续加荷的固结过程中，孔隙水压力的变化规律分为两部分：一部分为与时间无关的稳定状态，为孔隙水稳定流提供所需的梯度，沿试样高度呈二次抛

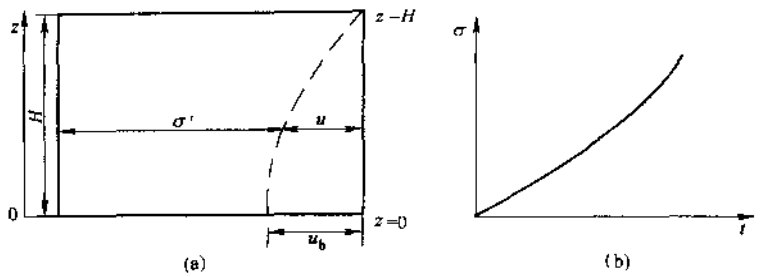


图 1-13-11　连续加荷试样的边界条件及加荷条件

(a)边界条件;(b)加荷条件

物线分布;另一部分是随时间而消散,其速度取决于土的固结系数。经过某一时间后,孔隙水压力消散完成,只剩下稳定部分,则式(1-13-13)可变为:

$$u(z) = \frac{R_q H^2}{2C_v}\left(1 - \frac{z^2}{H^2}\right) = \frac{\Delta\sigma}{\sigma t} \cdot \frac{H^2}{2C_v}\left(1 - \frac{z^2}{H^2}\right)$$

试样底部($z=0$)处,孔隙水压力为:

$$u_b = \frac{\Delta\sigma}{\Delta t} \cdot \frac{H^2}{2C_v} \tag{1-13-14}$$

从式(1-13-14)看出,在一定条件下,等加荷速率试验和等梯度试验是相同的,而等应变速率试验,假定土的应力应变关系为 $\Delta\varepsilon = m_v\Delta\sigma'$,则

$$\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta t} = m_v\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta t} - \frac{\Delta u}{\Delta t}\right)$$

若试样任何一点应变速率为常数,则试样任何一点的有效应力变化率和孔隙水压力的分布也是不变的,所以上式写成:

$$\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta t} = m_v\frac{\Delta\sigma'}{\Delta t}$$

对于等应变试验,试样底部的孔隙水压力为:

$$u_b = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta t} \cdot \frac{H^2}{2m_v C_v} \tag{1-13-15}$$

综上所述,等应变试验、等加荷速率试验和等梯度试验,在稳定状态时的孔隙水压力分布是基本一致的,即三种试验方法的实质是相同的。

20 世纪 60 年代 LoweIII 等人提出控制梯度试验。Smith 与 Wahla 等人提出等应变速率试验后,引起了国际上同行们的注意。1970 年 Aboshi 等人提出了等加荷速率试验。Wissa 等人于 1971 年进行了等应变速率固结试验,美国材料试验协会(ASTM)于 1983 年将等应变速率试验列于岩土试验标准。我国于 20 世纪 80 年代初开始该项试验研究,也得到了比较满意的结果,1984 年原水利电力部将该项试验列入《土工试验规程》的说明书中,目前国家标准《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)中也列入了该项试验。

连续加荷固结试验除克服常规固结试验时间长的缺点外,还具有以下特点:整个试样的应力条件比较均匀,因而试样的压缩率也较均匀,能以不同的压缩率进行试验达到所需的最大压力。在常规固结试验中,试样中孔隙水压力分布的等时线如图 1-13-12。可以发现,在固结过程中,沿试样高度各水平面上的有效应力很不均匀,尤其是在加荷瞬间,接近排水面处有效应力最大,不排水面处最小,这样,试样内各处受压不匀,造成压缩性不均匀,试样不同高度处,孔

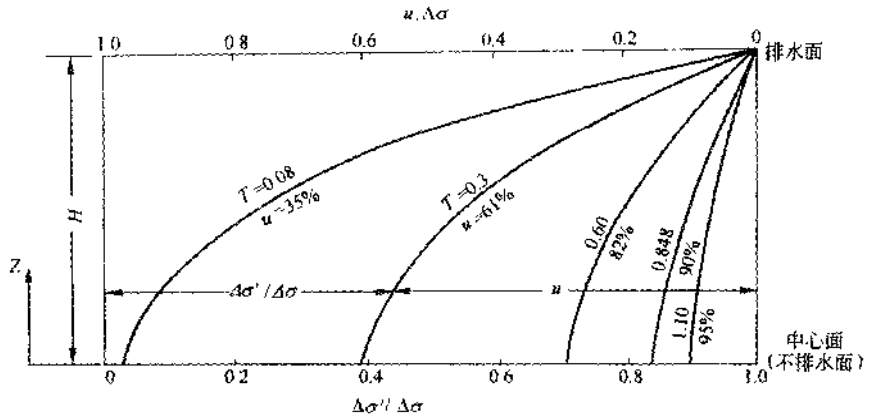


图 1-13-12　标准固结试验孔隙水压力等时线

隙水压力梯度相差很大，加荷瞬间，排水面处梯度极高，易使试样结构遭到破坏。其次，常规固结试验随着固结的发展，试样应变率变化很大，而连续加荷固结试验克服了这个缺点，可以控制不同应变速率进行试验。在连续加荷固结试验中，试样底部的孔隙水压力是可以通过加荷速率来控制的，这样沿试样高度孔隙水压力的分布形状也可得到控制，除起始和终了时刻外，不管试样上施加的压力多大，试样内孔隙水压力等时线的形状相似，即等时线可以相互平行。但值得注意的是正确测定孔隙水压力是非常重要的，且要求试样完全饱和。

（二）连续加荷固结试验的仪器设备主要为固结容器，由刚性底座（具有连接测孔隙水压力装置的通孔）、护环、环刀、上盖、透水板、加压盖板和密封圈等组成，见图 1-13-13。

1.环刀：内径 61.8mm，高度 20mm，一端有刀刃，应具有一定刚度，内壁应保持较高的光洁度，宜涂一薄层硅脂或聚四氟乙烯。

2.透水板：由氧化铝或不受腐蚀的金属材料制成，渗透系数应大于试样的渗透系数。试样顶部透水板直径宜小于环刀内径 0.2～0.5mm，厚度 5mm。

3.环刀和护环底部与刚性底座要求密封。

（三）轴向加压设备：可采用螺旋杆式，液压式或气压式加荷装置，应能反馈、伺服跟踪连续加荷。轴向测力计采用负荷传感器，测量设备要求具有相应的精度。

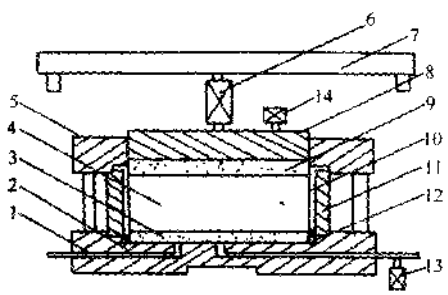


图 1-13-13　固结仪组装示意图

1-底座；2-排气孔；3-下透水板；4-试样；5-上盖；6-负荷传感器；7-加荷梁；8-加压上盖；9-上透水板；10-环刀；11-护环；12-密封圈；13-孔压传感器；14-位移传感器

（四）孔隙水压力量测设备：压力传感器的体积因数要小。

（五）变形量测设备、采集系统和控制系统的压力和变形范围应满足试验要求。

（六）连续加荷固结试验的步骤是介绍等应变速率试验。

1.试样制备与常规固结试验相同。

2.将固结容器底部孔隙水压力阀门打开充纯水，排除底部及管路中滞留的气泡，将装有试样的环刀装入护环，依次将透水板、薄型滤纸、护环置于容器底座上，关孔隙压力阀，在试样顶部放上薄型滤纸、上透水板，套上上盖，用螺丝拧紧，使上盖、护环和底座密封，放上加压上盖，

将整个容器置于加压设备正中，装上位移传感器。

3.对试样施加 1kPa 的预压力，使仪器上、下各部件接触，调整变形传感器和孔隙水压力传感器的零点，测记初读数。

4.选择适宜的应变速率。其标准是使试验过程中的任何时间内试样底部产生的孔隙水压力为同时施加轴向荷载的 3%～20%。

5.接通控制系统、采集系统和加压设备的电源，预热 30min，待装样完毕，采集初读数，在所选的应变速率下，对试样施加轴向压力，仪器就按试验要求自动加压，定时采集数据，包括轴向压力、孔隙水压力和变形值。

6.连续加压至预期的压力为止。当轴向压力施加完毕，在轴向压力不变的条件下，使孔隙水压力消散。

7.要求测定回弹或卸荷特性时，试样在同样的应变速率下卸荷，卸荷时关孔隙压力阀。

8.试验结束，关电源，拆除仪器，取出试样，测定含水率。

(七)试验资料的整理

1.按式(1-13-5)计算试样的初始孔隙比及任意时刻试样的孔隙比。

2.按下式计算任意时刻施加于试样的有效压力：

$$\sigma' = \sigma - \frac{2}{3}u_b \tag{1-13-16}$$

式中：σ'——任意时刻时施加于试样的有效压力，kPa；

σ——任意时刻时施加于试样的总压力，kPa；

u_b——任意时刻试样底部的孔隙水压力，kPa。

3.按下式计算某一压力范围内的压缩系数：

$$a_v = \frac{e_i - e_{i+1}}{\sigma'_{i+1} - \sigma'_i} \tag{1-13-17}$$

4.按下式计算某一压力范围内的压缩指数或回弹指数：

$$C_c(C_s) = \frac{e_i - e_{i+1}}{\lg\sigma'_{i+1} - \lg\sigma'_i} \tag{1-13-18}$$

5.按下式计算任意时刻试样的固结系数：

$$C_v = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta t} \cdot \frac{H_i^2}{2u_b} \tag{1-13-19}$$

式中：$\Delta\sigma'$——Δt 时段内施加于试样的有效压力增量，kPa；

Δt——两次读数之间的历时，s；

H_i——试样在 t 时刻的高度，mm；

u_b——两次读数之间底部孔隙水压力的平均值，kPa。

6.按下式计算某一压力范围内试样的体积压缩系数：

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0} \tag{1-13-20}$$

式中：Δe——在 $\Delta\sigma'$作用下，试样孔隙比的变化。

7.绘制孔隙比与有效压力关系曲线，见图(1-13-14)。

8.绘制固结系数与有效压力关系曲线，见图(1-13-15)。

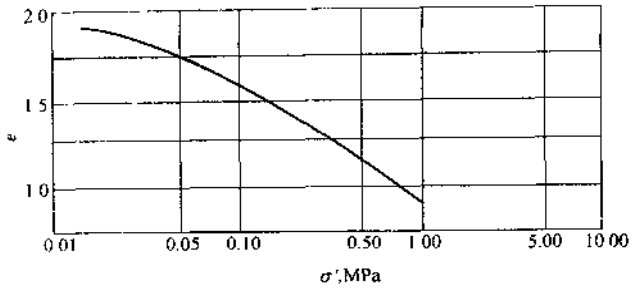


图 1-13-14　e—lgσ'关系曲线

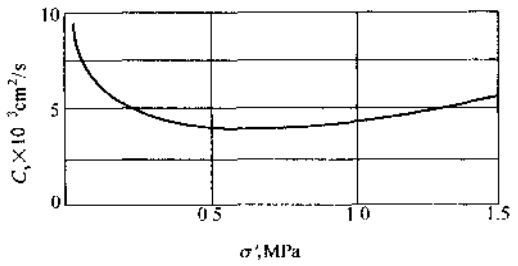


图 1-13-15　C_v—σ'关系曲线

第三节　影响试验的几个因素

一、试样尺寸

试样尺寸包括试样大小与径高比。天然沉积土层一般是非均质而成层的。这种土在水平方向有较大的透水性，其固结速率和孔隙水压力的消散较均质土快的多，因此，试样越大，所得成果的代表性越大，如果试样很薄，成层性起的作用就显著。

固结试验试样的高度与直径必须选择适当。原状土在切削过程中，试样的结构会受到破坏，破坏产生的影响随试样径高比而不同，根据文献资料表明，直径相等但高度不同的试样，由于扰动程度的不同，其孔隙比与压力关系曲线变化如图 1-13-16 所示。图上曲线表明，试样的高度对试验成果有影响，也说明扰动对试验成果有影响，所以固结试样的径高比有一定的规定。

二、环刀侧壁摩擦

环刀与试样侧面之间的摩擦是这种试验的主要机械误差，这种摩擦抵消了试样上所加荷载的一部分，使试样上的有效压力估计过高。为了减小摩擦，除规定一定的径高比外，常用的方法是在环刀内壁涂润滑材料，较多的是涂衬聚四氟乙烯(Teflon)，也有涂硅脂的，另外采用浮动式容器代替固定式容器。浮动式容器中的试样是由上下两端向中部压缩，而固定式容器中的试样是由上向下压缩，当试样高度相同时，浮动式容器的环壁摩擦力较固定式小 50%。

三、加荷率

加荷率即加荷等级：按固结试验结果估算的沉降量，一般与实测的沉降量相差较大，这是

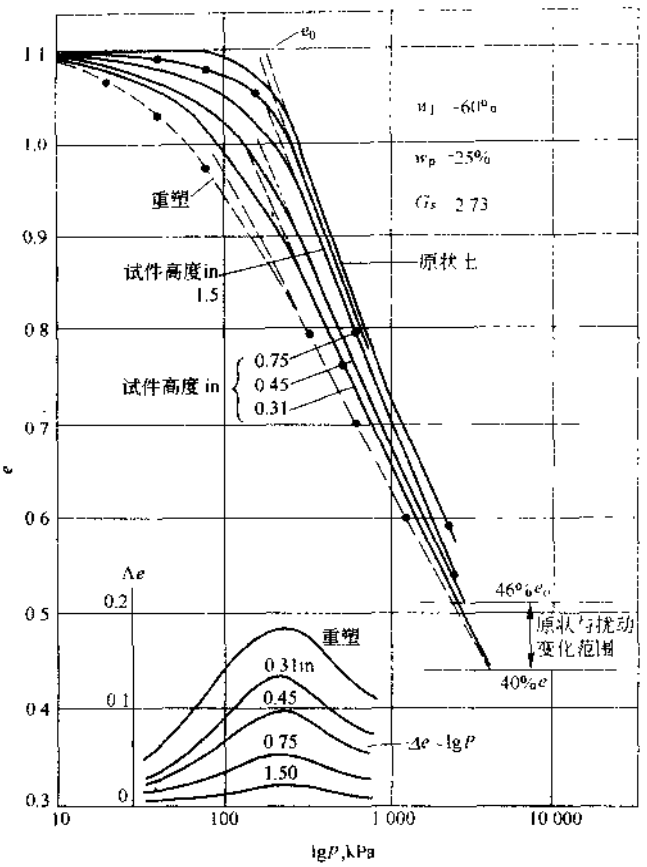


图 1-13-16　不同扰动程度下的孔隙比与压力关系曲线

由于固结理论和应力计算与实际情况有所差异，以及土样结构受到不同程度扰动等原因　通常，在现场建筑物传给地基内各部位的压力，一般是比较缓慢的，而试验室里的固结压力则是很快地传递到试样上，加荷率小，则压缩作用进行得缓慢，对土的触变破坏较小，且其结构强度得以部分恢复，因而沉降量小，反之快速加荷或加荷率很大，必须会得到较大的沉降量，这种现象，对塑性指数较大的粘土或结构强度小密度低的软土，表现尤为明显。

长期以来，工程师们一直注意加荷率对固结试验成果的影响，认为加荷率增大，压缩系数和固结系数也随之增大。为了研究这些关系，比较了不同加荷率时土的压缩性变化，从比较试验中得知：土的塑性指数越小，加荷率对试验成果影响相对地就小，反之则大。研究结果还表明，只有加荷率较大时（$\Delta p/p>1$）才会出现与太沙基理论相一致的固结曲线，因此，我国的试验标准中，加荷率规定为 1。当然也允许按设计要求，模拟实际施工中的加荷情况作适当的调整。但是加荷率小时，对试样的扰动影响小，因此，在确定原状土的先期固结压力时，要求加荷率小于 1，一般取 0.5 或 0.25。图 1-13-17 为不同加荷率对 e—lg$p$ 曲线的影响。

四、加荷历时

加荷历时即稳定标准：：沉降的稳定时间取决于试样的透水性和流变性质，土样的粘性愈大，达到稳定所需的时间愈长，某些软粘土要达到完全稳定，需要几天甚至几周时间。这是因为粘性土在压力作用下产生的体积变化由两部分组成：一部分是由于有效应力增加产生的，一

般称为主固结；另一部分是在不变的有效应力作用下产生的，称为次固结，规定不同的稳定时间，会得出不同的压缩曲线。图 1-13-18 为不同加荷历时的压缩曲线。从图上看出，这些曲线近似地平行，说明荷重历时不同，得出的压缩指数基本一致，但 p_c 值是不相同的。以往国内对稳定标准也有不同的规定。现在，虽然规定了以 24h 作为稳定标准，但仍旧有不同的看法，尤其是生产部门认为 24h 太长。

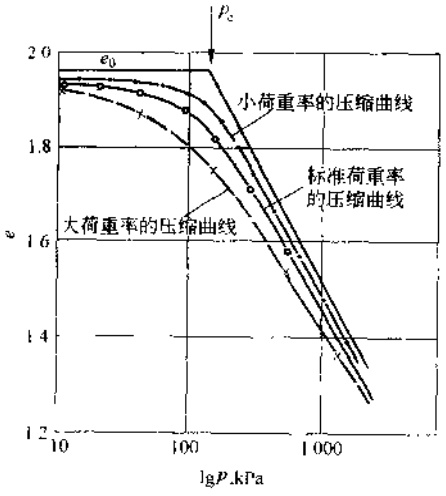


图 1-13-17　加荷率对 e-lg$p$ 曲线的影响

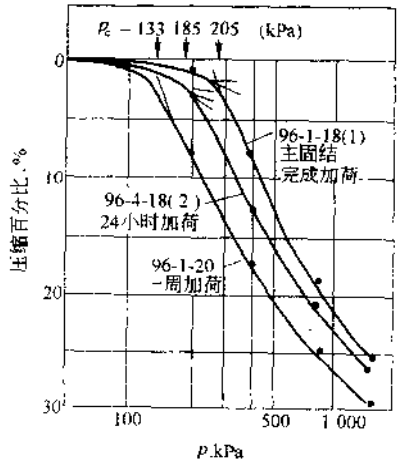


图 1-13-18　加荷历时对 p_c 的影响

五、先期固结压力

用卡氏图解法求先期固结压力，有许多影响因素，首先是 e-lg$p$ 曲线尚不能完全反映天然土层的压缩特性，因为在自然界，先期固结压力是通过若干年，而不是几小时或几天形成的，再就是在钻取土样和试验操作中，对土样的扰动与试验方法等影响，都是不可忽视的。试验时沉降稳定标准不同，可使 p_c 值在较大范围内变化，见图 1-13-18。同时，绘制 e-lg$p$ 曲线所用比例不同，p_c 值也有明显的改变。所以用图解法求得的结果并不总是可靠的。要较可靠地求得 p_c 值，需要进一步研究确定天然地层中粘土压缩曲线的方法。

除卡氏作图法以外，尚有史默特曼(Schmertmann)法，简称“S”法。用原状试样作压缩曲线，当 e—lg$p$ 曲线出现直线段时进行卸荷回弹，然后再加荷压缩，得图 1-13-19 的曲线，具体作法参考有关文献。

布密斯特(Burmister)法，简称“B”法。按布氏法求先期固结压力的曲线见图 1-13-20。近年来，国内有学者提出“f”法、“z”法等。

六、固结系数的确定方法

固结系数的确定方法常用的是时间平方根法和时间对数法。按理，在同一试验结果中，用不同方法确定的固结系数应该比较一致，实际上却相差甚远，原因是这些方法是利用理论与试验的时间和变形关系曲线的形状相似性，以经验配合法，找出在某一固结度下，理论曲线上时间因数相当于试验曲线上某一时间值，但实际试验的变形与时间关系曲线的形状因土的性质、状态及受压历史而不同的，不可能得出一致的结果。应用时，宜先用时间平方根法求 C_v，如不

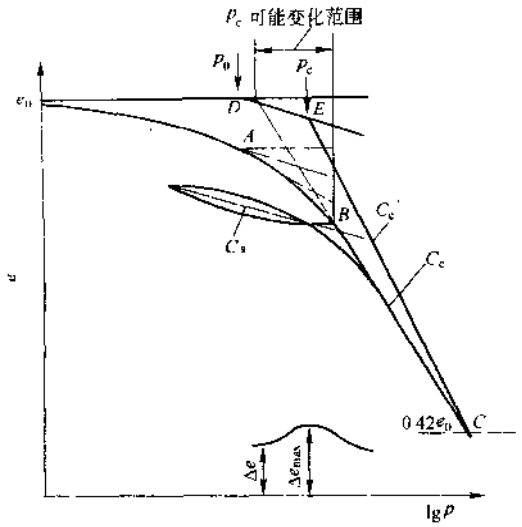


图 1-13-19 按"S"法确定 p_c

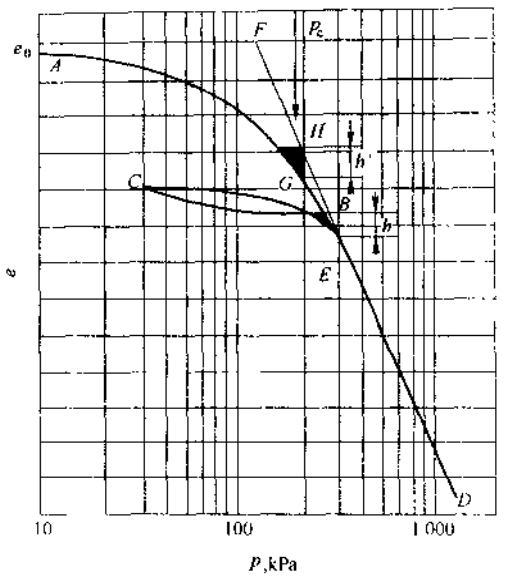


图 1-13-20 按"B"法确定 p_c

能准确定出开始的直线段，再用时间对数法。除以上两种方法外，还有三点法，由日本西夫郎木(Sivaram)和寺完美一(Swamee)提出，根据某一压力下的固结曲线取三点的数据解联立方程求 C_v，以代替作图法。该法是将太沙基的固结理论曲线方程用配合法求得下列经验公式

$$T_v = \frac{\frac{\pi}{4}U^2}{(1-U^{5.6})^{0.357}}$$

当 U 小于 0.53 时，

$$T_v = \frac{\pi}{4}U^2$$

在固结初期阶段选择两个变形读数 R_1、R_2 和相应的时间 t_1、t_2，按下式计算理论零点 R_0：

$$R_0 = \left(R_1 - R_2\sqrt{\frac{t_1}{t_2}}\right)\Big/\left(1-\sqrt{\frac{t_1}{t_2}}\right)$$

在固结后期，选择第三个变形读数 R_3 和相应的时间 t_3，按下式计算理论终点 R_{100}和固结系数：

$$R_{100} = R_0 - \frac{R_0 - R_3}{\left\{1-\left[\frac{(R_0-R_3)(\sqrt{t_2}-\sqrt{t_1})}{(R_1-R_2)\sqrt{t_3}}\right]^{5.6}\right\}^{0.357}}$$

$$C_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{R_1-R_2}{R_0-R_{100}}\cdot\frac{H}{\sqrt{t_2}-\sqrt{t_1}}\right]^2 \qquad (1\text{-}13\text{-}21)$$

反弯点法：此法认为在半对数图中，理论固结曲线上反弯点相应的时间因数是一定的(相当于

固结度为70%），并等于0.405，这样，固结系数就可用下式算出：

$$C_v = 0.405H^2/t_i \tag{1-13-22}$$

式中：t_i——相应发生反弯点的时间；

H——排水距离。

第十四章　三轴压缩试验

第一节　目的和试验类型

一、目的与意义

三轴压缩试验是测定土的抗剪强度的一种方法，土的抗剪强度是土体抵抗破坏的极限能力。堤坝填方、路堑、岸坡等是否稳定，挡土墙和建筑物地基是否能承受一定的荷载，都与土的抗剪强度有密切的关系。稳定分析就是研究土体发生破坏的滑动力与土体抗滑力之间的关系，当土体内的剪应力超过土体的抗剪强度，必然引起土体的破坏，因此，如何确定土体的强度就很重要。在土坡稳定、地基承载力及土压力等计算中，土的抗剪强度是很重要的指标。土的强度受许多因素影响，如土的类型、密度、含水率及受力条件、应力历史等。

一般认为：土体的破坏条件用莫尔—库仑(Mohr－Coulomb)破坏准则表示比较符合实际情况。根据莫尔—库仑破坏准则，土体在各向主应力的作用下，作用在某一应力面上的剪应力(τ)与法向应力(σ)之比达到某一比值(即土的内摩擦角正切值 $\tan\phi$)，土体就将沿该面发生剪切破坏，而与作用的各向主应力的大小无关。莫尔—库仑破坏准则的表达式为：

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = C\cos\phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\sin\phi \qquad (1\text{-}14\text{-}1)$$

式中：σ_1、σ_3——大、小主应力，kPa；

C——土的凝聚力，kPa；

ϕ——土的内摩擦角，(°)。

三轴压缩试验的目的就是根据莫尔—库仑破坏准则测定土的强度参数：凝聚力和内摩擦力。

常规的三轴压缩试验是取 3～4 个圆柱体试样，分别在其四周施加不同的恒定周围压力(即小主应力)σ_3，随后逐渐增加轴向压力(即大主应力)σ_1 直至破坏为止。根据破坏时的大主应力与小主应力分别绘制莫尔圆，莫尔圆的切线就是剪应力与法向应力的关系曲线，通常以近似的直线表示，其倾角为 ϕ，在纵轴上的截距为 C，见图 1-14-1。

剪应力与法向应力的关系用库仑方程表示：

$$\tau = C + \sigma\tan\phi \qquad (1\text{-}14\text{-}2)$$

式中：τ、σ 分别为作用在破坏面上的剪应力与法向应力。它与大主应力 σ_1、小主应力 σ_3 及破坏面与大主应力面的倾角 α 具有如下的关系：

$$\left.\begin{aligned}\sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha\end{aligned}\right\} \qquad (1\text{-}14\text{-}3)$$

式中：$\alpha = 45° + \frac{\phi°}{2}$。

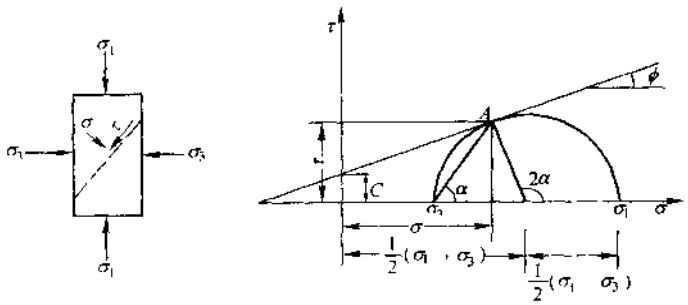


图 1-14-1　三轴试验中剪应力与法向应力关系

土体由固结颗粒及其孔隙内的水（或水和气体）所组成的，土体受荷重后，其中剪应力是为固体颗粒骨架所承受，而任何面上的法向应力为固体颗粒骨架和孔隙水或气体所承受即 $\sigma' = \sigma - u$。σ'称有效应力，u 称孔隙压力。土的抗剪强度主要取决于有效应力的大小，故式(1-14-2)可写成：

$$\tau = C' + (\sigma - u)\tan\phi' = C' + \sigma'\tan\phi' \qquad (1\text{-}14\text{-}4)$$

式中：C'——有效凝聚力；

ϕ'——有效内摩擦角。

三轴压缩试验适用于测定粘性土和砂性土的总抗剪强度参数和有效抗剪强度参数。

室内测定抗剪强度的方法一般有直接剪切试验、无侧限抗压强度试验和三轴压缩试验。无侧限抗压强度试验是三轴压缩试验中 $\sigma_3 = 0$ 的一种特殊情况。三轴压缩试验与直接剪切试验相比具有以下优点：能控制试样排水条件，受力状态明确，可以控制大小主应力，剪切面不固定，能准确地测定土的孔隙压力及体积变化，由于具有这些优点，三轴压缩试验得到广泛发展以后，使抗剪强度的研究工作也获得了很大的进展。然而，三轴压缩试验也存在一定的缺点：主应力方向固定不变，试验在轴对称情况下进行，这些与工程实际情况有所不同，为此，目前已发展有平面应变仪、真三轴仪、扭转三轴仪等，能更准确地测定土的强度和研究土应力应变关系。

二、试验类型及应用

根据排水条件不同，三轴压缩试验可分为不固结不排水试验(UU)；固结不排水试验(CU)加测孔隙水压力试验($\overline{\text{CU}}$)和固结排水试验(CD)，以适用不同工程条件而进行强度指标的测定。

1.不固结不排水试验

本试验是对试样施加周围压力后，即施加轴向压力，使试样在不固结不排水条件下剪切，该方法适用的条件是土体受力而孔隙压力不消散的情况，当建筑物施工速度快，土的渗透系数较低，而排水条件又差时，为考虑施工期的稳定，可采用 UU 试验。对于天然地层的饱和粘土，用这种方法所测定的 $\phi_u = 0$，$C_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$，所以在总应力的稳定分析中采用 $\phi = 0$ 的分析法。对非饱和土，如压实填土、未饱和的天然地层，这种土的强度是随 σ_3 增加而增加，当 σ_3 增加到一定值，空气逐渐溶解于水而达到饱和时，强度不再增加。强度包线并非直线，因此，用总应力方法分析时，应按规定的压力范围选用 C_u、ϕ_u。如非饱和的天然地层预计施工期可能有雨水渗入或地下水位上升，会使试样饱和，则试样应在试验前预以饱和。

2.固结不排水试验

本试验是使试样先在某一周围压力作用下排水固结，然后在保持不排水的条件下，增加轴向压力直至破坏。在固结不排水试验中不测孔隙压力时，求得总应力强度参数 C_{cu}、ϕ_{cu}，可作为总应力分析的强度指标。若测量孔隙压力，求得土的有效强度参数 C'、ϕ'，以便进行土体稳定的有效应力分析。该方法相当于地基或土工建筑物建成后，本身已基本固结，但考虑到使用期间荷载的突然增加或水位骤降引起土体自重的骤增，或当土层较薄，渗透性较大，施工速度较慢的竣工工程以及先施加垂直荷载，而后施加水平荷载的建筑物地基（例如挡土墙，船坞、船闸等挡水建筑物）。

正常固结粘土的不排水强度与土层固结压力的比值 C_u/p，对某种土来讲是一常数。因此，正常固结粘土的不排水强度的参数也可用 C_u/p 表示。在稳定分析中可直接用 C_u/p 代替 $\tan\phi_{cu}$，在地基加固工程中，如知道土层固结压力 p，即可估算天然土层的强度。

3.固结排水试验

本试验是使试样先在某一周围压力作用下排水固结，然后在排水条件下缓缓增加轴向压力直至破坏，主要是为了求得土的有效强度参数 C_d、ϕ_d。排水试验所需时间较长，实用中常用 C'、ϕ'代替 C_d、ϕ_d。实际上两种指标，严格来说是有区别的，前者在不排水条件下施加轴向压力的过程中测量孔隙压力，试样体积保持不变，而后者在剪切过程中，试样排水而导致体积变化，所以两者的应力应变关系是不会相同的，为此，应用有限元计算土工问题时，为了模拟实际工程的排水条件，需用固结排水试验成果。此法可用于研究砂土地基的承载力或稳定性，也可用于研究粘土地基的长期稳定问题。实践证明，用应力控制式三轴仪作固结排水试验比用应变控制式三轴仪简便。除求得 C_d、ϕ_d 外，还能用于测定变形指标。

强度指标的实际应用引证辛格（Alam Singh）对某些工程问题所需的强度指标，可供参考，见表 1-14-1。

强度指标的选用（引自“土的工程性质”）　　表 1-14-1

工程类别	需要解决问题	强度指标	试验方法	备　注
1.位于饱和粘土上的结构或填方基础	1.短期稳定性 2.长期稳定性	$\phi_u=0$，C_u C'，ϕ'	不排水三轴或无侧限抗压试验；现场十字板试验。 排水试验；固结不排水试验	长期安全系数高于短期
2.位于部分饱和砂和粉质砂上上的基础	长期和短期稳定性	C'，ϕ'	用饱和试样进行排水或固结不排水试验	可假定 $C'=0$，最不利的条件是室内在无荷载下将试样饱和
3.无支撑开挖地下水以下的紧密粘土	1.快速开挖时的稳定性 2.长期稳定性	$\phi_u=0$，C_u C'，ϕ'	不排水试验 排水或固结不排水试验	除非用专用的排水设备降低地下水，否则长期安全系数是最小的
4.开挖坚硬的裂缝粘土和风化粘土	1.短期稳定性 2.长期稳定性	$\phi_u=0$，C_u C'，ϕ'	不排水试验 排水或固结不排水试验	试样应在无荷载下膨胀 现场的 C' 比室内测定的要低，假定 $C_u=0$ 较安全

续上表

工程类别	需要解决问题	强度指标	试验方法	备　注
5.有支撑开挖粘土地基	抗挖方底部的隆起	$\phi_u=0, C_u$	不排水试验	
6.天然边坡	长期稳定性	C', ϕ'	排水或固结不排水试验	对坚硬的裂缝粘土，假定 $C'_u=0$ 对特别灵敏的粘土和流动粘土，室内测定的 ϕ' 偏大，不能采用 $\phi_u=0$ 分析
7.挡土结构物的土压力	1.估计挖方时的总压力 2.估计长期土压力	$\phi_u=0, C_u$ C', ϕ'	不排水试验 排水或固结不排水试验	$\phi_u=0$ 分析，不能正确反映坚硬裂缝粘土的性状，有应力减小情况下，甚至开挖后短期也不行
8.不透水的土坝	1.施工期或完工后的短期稳定 2.稳定渗流期的长期稳定 3.水位骤降时的稳定性	C', ϕ' C', ϕ' C', ϕ'	排水或固结不排水试验 排水或固结不排水试验 排水或固结不排水试验	试样用填筑含水率（或施工期具有的含水率范围） 增加试样含水率，将大大降低 C'，但 ϕ' 几乎无变化 在稳定渗流和水位骤降两种情况下，对试样施加主应力差前，应使试样在适当范围内软化，假定 $C'=0$ 针对稳定渗流做排水试验时，可使水在小水头下流过试样模拟坝体透水作用
9.透水土坝	上述三种稳定性	C', ϕ'	排水试验	对自由排水材料采用 $C'=0$
10.填方工程，允许土层部分固结	短期稳定性	$\phi_u=0, C_u$ 或 C', ϕ'	不排水试验，排水或固结不排水试验	不能肯定孔隙水压力消散速率，对所有重要工程都应进行孔隙水压力观测

第二节　仪器设备

常用的三轴仪依施加轴向荷载的方式不同，可分为应变控制式和应力控制式两类，见图1-14-2。三轴仪由轴向加压系统、压力室、周围压力系统、孔隙压力测量系统和试样变形量测系统等组成。附属设备由击样器、饱和器、切土盘（切土器和切土架）、分样器、承膜筒等，见图1-4-3～图1-14-7。

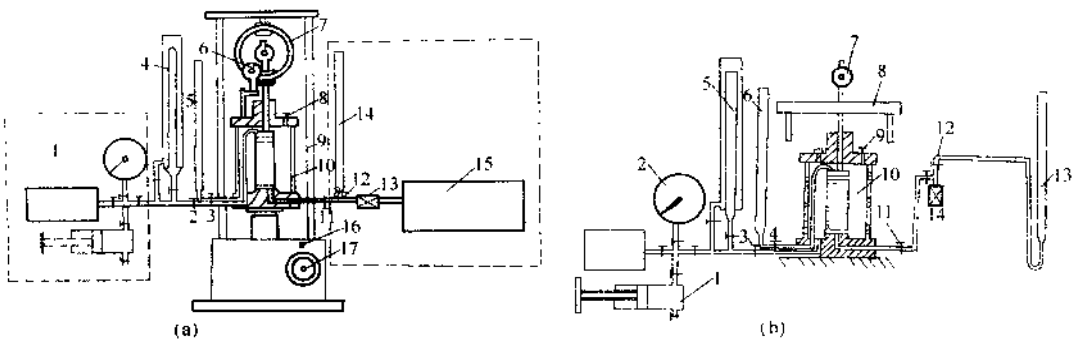


图 1-14-2　三轴仪

(a)应变控制式三轴仪

1-周围压力系统;2-周围压力阀;3-排水阀;4-体变管;5-排水管;6-轴向位移表;7-测力计;8-排气孔;9-轴向加压设备;10-压力室;11-孔隙压力阀;12-量管阀;13-孔压传感器;14-量管;15-孔压量测系统;16-离合器;17-手轮

(b)应力控制式三轴仪装置

1-调压筒;2-周围压力表;3-周围压力阀;4-排水阀;5-体变管;6-排水管;7-轴向位移计;8-轴向加压设备;9-排气孔;10-压力室;11-孔隙压力阀;12-量管阀;13-量管;14-孔压传感器

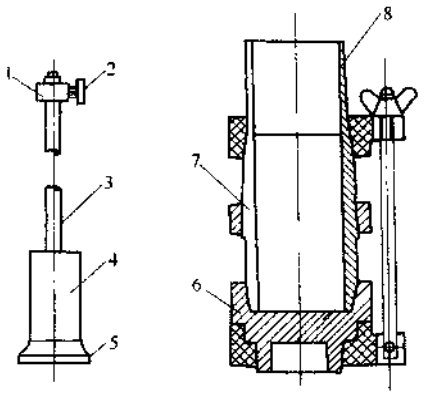


图 1-14-3　击样器

1-套环;2-定位螺丝;3-导杆;4-击锤;5-底板;6-底座;7-击样筒;8-套筒

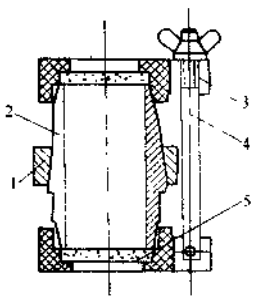


图 1-14-4　饱和器

1-紧箍;2-圆模(3 片);3-夹板;4-拉杆;5-透水板

一、轴向加压系统

轴向加压系统即三轴试验机,通常由电动机和变速箱进行传动的螺旋千斤顶、通过仪器台架上的固定横梁的反作用,将荷载直接加到贯通压力室的顶盖活塞杆上,最后施加于试样上。轴向压力的大小反映在横梁下的测力计上。

二、压力室

压力室是安装试样并使周围压力和轴向荷载作用于试样的重要部分。压力室由金属上盖、有机玻璃筒和底座组成。用拉杆加以连接构成一体。上盖中央有不锈钢活塞传递轴向压力。

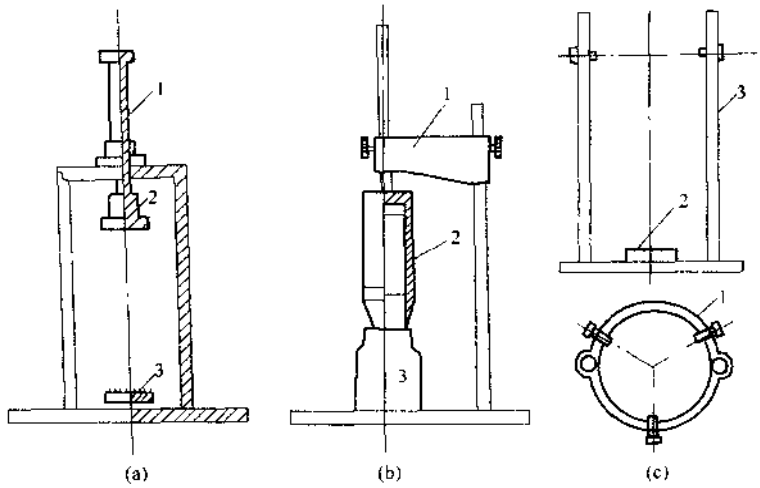


图 1-14-5　原状土切土盘分样器

(a)切土盘；　(b)切土器和切土架；　(c)原状土分样器

1-轴；2-上盘；3-下盘；　1-切土架；2-切土器；3-土样；　1-钢丝架；2-底盘；3-滑杆

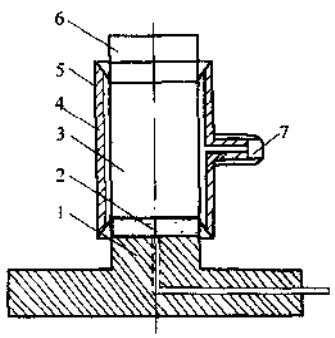


图 1-14-6　承膜筒

1-压力室底座；2-透水板；3-试样；4-承膜筒；5-橡皮膜；6-上帽；7-吸气孔

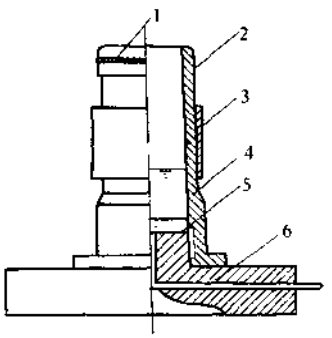


图 1-14-7　对开圆模

1-橡皮圈；2-橡皮膜；3-紧箍；4-制样圆模(两片合成)；5-透水板；6-压力室底座

三、周围压系统和反压力系统

周围压力系统和反压力系统即液压稳定装置，要求对所施加的周围压力和反压力能长期恒压，以保证试样在固结和剪切过程中周围压力不变。施加周围压力的方法以前采用较广的是水银恒压自动补偿控制器，这种方法操作简便，灵敏度高，效果好。但因水银污染空气、危害人身健康，故已不为人们所采用。其次采用空气压缩机作为压力源，利用调压阀，通过气、水交换进入压力室，空气压缩机噪声较大，目前一般试验室多用液压稳压装置，它通过伺服电机来调整压力达到稳压目的。

四、孔隙压力量测装置

量测孔隙水压力较理想的是通过零位指示器，用调压筒在压力表上反映，由于限制用水

银，目前多数采用压力传感器加测量箱显示。关于孔隙水压力量测系统除不能残留气泡外，还应有一定的灵敏度，测量时应基本上不允许孔隙水流动，试样内孔隙水的流动会导致两种不良后果：一是不能准确地测定孔隙水压力数值，这种影响对低压缩性的土显得特别重要；另一是在透水性低的土中会产生严重的时间滞后现象，使得孔隙水压力数值难以稳定。为此，无论用零位指示器或者用压力传感器进行测量时，都要求有较小的体积因数。对毛管直径为 1mm 的零位指示器，孔隙压力系统加压至 500kPa 时，毛细管内水银面上升要求小于 9mm，这一数值与英国帝国学院、挪威土工所、美国垦务局等使用的仪器的体积因数基本一致。对于孔隙压力系统采用的传感器，要求体积因数小、线性误差和重复性误差小，时漂要满足试验要求。体积因数可用内管为毛细管的体变管与传感器连接后施加压力，测得压力与体变的关系曲线，可求出传感器的体积因数。

五、变形量测装置

轴向变形的量测通常采用固定在活塞顶端或量力环下端的百分表量测。试样体积变化量的测定对确定固结和剪切过程中，试样改变后真实断面积有直接关系。虽然在实用中按等应变原理间接推算固结后的高度和面积，计算体积变化，但试验中应尽量直接测定，减少误差。目前常用的是体变管，最简单的是量管，而更可靠的应该是用内外两管的体变管。管内装中性油，当压力水流经体变管时，推动油与水，使其分界面发生变动，即可测出试样的体积变化。

目前三轴试验已发展用计算机自动采集数据，内外二管的体变管已用体变传感器或安装在体变管上的电容式压差计替代。

测定试样体积变化的还有读数显微镜测定试样直径的变化间接计算体积变化；双圆筒的压力室直接测定试样的体积变化。

以上所述的仪器组成部分，在试验前需要进行检查。

1.周围压力控制系统和反压力控制系统的仪表的误差应小于全量程的 1%，采用传感器时，其误差应小于全量程的 0.5%。根据试样强度的大小，选用不同量程的测力计或传感器，最大轴向压力的准确度不小于 1%。

2.孔隙压力测量系统的气泡应排除，其方法是测量系统中充以无气水，并施加压力，小心打开孔隙压力阀，让管路中的气泡从压力室底座排出。应反复几次，直至气泡完全冲出为止（若用零位指示器时，将指示器中的水银移入贮槽内，关量管阀，用调压筒对孔隙压力量测系统加压排除气泡，需要注意，不要使贮槽内水银冲出指示器。排气完毕后，将水银从贮槽内移出，关闭孔隙压力阀，用调压筒施加压力，检查水银上升高度）。孔隙压力量测系统的体积因数应小于 $1.5\times10^{-5}cm^3/kPa$。

3.排水管路应通畅，各连接处应无漏水漏气现象。压力室活塞在轴套内应能自动滑动，仪器检查完毕，关闭周围压力阀、孔隙压力阀和排水阀，以备使用。

第三节　试样制备和饱和

1.三轴试验采用的试样最小直径为 ϕ35mm，最大直径为 ϕ101mm，试样高度为试样直径的 2～2.5 倍，试样的最大允许粒径可参照表 1-14-2。对于有裂缝、软弱面和构造面的试样，直径宜大于 60mm。

试样的最大允许粒径　　表 1-14-2

试样直径(mm)	允许最大粒径	试样直径(mm)	允许最大粒径
< 100	试样直径的 1/10	> 100	试样直径的 1/5

2.原状试样的制备：

(1)对于较软的土样，先用钢丝锯或切土刀切取一稍大于规定尺寸的土柱，放在切土盘上下圆盘之间，用钢丝锯或切土刀紧靠侧板，由上往下细心切削，边切削边转动圆盘，直至土样被削成规定的直径为止。切削时应避免扰动，当试样表面遇有砾石或凹坑时，允许用削下的余土填补。

(2)对较硬的土样，先用切土刀切取一稍大于规定尺寸的土柱，放在切土架上，用切土器切削土样，边削边压切土器，直到切削到比要求的试样高度约高 2cm 为止。

(3)取出试样，按规定的高度将两端削平、称量。并取余土测定试样的含水率。试样的两端面应平整，互相平行，侧面垂直，上下均匀。

3.扰动土试样制备应根据设计预定的干密度和含水率备样后，在击样器内分层击实。各层土样数量应相等，各层接触面应刨毛，击完最后一层，将击样器内的试样两端整平，取出试样称量。然后量测试样的高度和直径，试样的平均直径可按下式计算：

$$D = \frac{D_1 + 2D_2 + D_3}{4} \tag{1-14-5}$$

式中：D_1、D_2、D_3——试样上、中、下部位的直径。

4.砂类土试样制备应先在压力室底座依次放上透水板、橡皮膜和对开圆模。根据试验要求的干密度和试样体积，称取所需的砂样，分三等分，在水中煮沸，冷却后待用。在模内注入纯水至试样高度的三分之一，将煮沸冷却后的一份砂样按预定的干密度填入橡皮膜内，填至该层要求的高度。然后继续注入纯水至试样高度的三分之二，再装第二份砂样。如此继续装样直至模内装满为止。如果要求的干密度较大时，在填砂过程中，轻轻敲打对开圆模，使所称的砂样填满规定的体积。整平砂面，放上透水板、试样帽、扎紧橡皮膜。对试样内部施加 5kPa 负压力，使试样能站立，拆除对开圆模。

注：对含有细粒土或要求高密度的试样，可采用干砂制备，用水头饱和或反压力饱和。

5.试样饱和可采用以下方法：

(1)抽气饱和：将试样装入饱和器内，放入真空缸内，真空缸与抽气机接通，进行抽气。当真空度接近一个大气压力后，应继续抽气，抽气时间对粉质土大于 0.5h，粘质土大于 1h，坚硬的粘质土可大于 2h。然后向真空缸注入清水，试样在水中静止 10h 以上，取出试验。

(2)水头饱和：将试样装入压力室内，试样周围不贴滤纸条，可施加 20kPa 的周围压力，提高试样底部量管的水位、降低试样顶部量管的水位，使两管水位差在 1m 左右，打开所有阀门，使纯水从底部进入试样，从顶部溢出，直至流入水量和溢出水量相等为止。当需要提高试样的饱和度时，宜在水头饱和前，从底部将二氧化碳气体通入试样，置换孔隙中的空气，二氧化碳的压力以 5 ~ 10kPa 为宜。然后再进行水头饱和。

(3)反压力饱和：反压力的作用可以使试样达到完全饱和状态。反压力饱和在第三章试样制备中已叙述。目前国内外已把试样施加反压力作为一种常用的饱和方法。关于反压力在什么时候施加，有的认为在固结前施加，有的认为在固结后施加，一般认为固结前施加较好。反压力应分级施加，并分级施加周围压力，以尽量减少对试样的扰动。在施加反压力的过程中，

周围压力宜略大于反压力，以防止试样可能因膨胀而破坏结构，该差值在施加反压力的整个过程中应保持常数。

在操作时，先调周围压力至 50kPa，将反压力调至 30kPa，同时打开周围压力阀和反压力阀，再缓缓打开孔隙压力阀，待孔隙压力稳定后，测记孔隙压力和体变管读数，再施加下一级周围压力和反压力，算出本级周围压力下的孔隙压力增量 Δu，并与周围压力增量 $\Delta\sigma_3$ 相比，如 $\Delta u/\Delta\sigma_3 < 1$，则表示试样尚未饱和，此时关闭所有阀门，继续按上述步骤施加下一级周围压力和反压力。当试样在某级压力下达到 $\Delta u/\Delta\sigma_3 = 1$ 时，保持反压力不变，增大周围压力，若试样内增加的孔隙压力等于周围压力的增量，表明试样完全饱和。

第四节　试验步骤

一、不固结不排水试验

1. 在压力室底座上依次放上不透水板、试样、不透水板和试样帽，在试样外套上橡皮膜，并将橡皮膜两端与底座及试样帽用橡皮圈扎紧。放上压力罩，将活塞对准试样中心，并均匀地拧紧底座连接螺母。向压力室内注满纯水，拧紧排气孔，并将活塞对准测力计和试样顶部。

2. 施加周围压力，其大小应与工程实际荷载相适应。

3. 转动手轮并转动活塞，当测力计有微读数时，表示活塞与试样帽接触，将测力计和轴向位移计读数调至零位。

4. 选择剪切应变速率，每分钟应变 0.5%～1.0%为宜。启动电动机，合上离合器，开始剪切。试样每产生 0.3%～0.4%的轴向应变（或 0.2mm 变形量），测记一次测力计和轴向变形值。当测力计读数出现峰值时，剪切应继续进行到轴向应变为 15%～20%。

5. 试验结束，关电动机，关周围压力阀，打开排气孔，排除压力室内的水，拆除试样，称量、测定试样含水率。

二、固结不排水试验

1. 开孔隙压力阀和量管阀，使压力室底座充水排气，并关阀。在底座上依次放上透水板、湿滤纸、试样、湿滤纸和透水板，在试样周围贴上滤纸条，并套上橡皮膜，将橡皮膜下端扎紧在底座上。打开孔隙压力阀和量管阀，使水缓慢地从试样底部流入，排除试样与橡皮膜之间的气泡，关孔隙压力阀和量管阀。打开排水阀，使试样帽充水，放在透水板上，将橡皮膜与试样帽扎紧，降低排水管，吸除试样与橡皮膜之间的余水，关排水阀。加上压力罩、充水、调整测力计读数与不固结不排水试验相同。

2. 调整排水管水面与试样高度的中心齐平，测记水面初读数。开孔隙压力阀，使孔隙压力等于大气压力，关阀，记下初读数。需要施加反压力时，按前面所述进行。

3. 将孔隙压力调至接近周围压力值，施加周围压力后，打开孔隙压力阀，待孔压稳定后，测记孔隙压力值。打开排水阀，直至孔隙压力消散至 95%以上。固结完成后，关排水阀，测记孔隙压力和排水量。

4. 转动手轮，并转动活塞，使活塞与测力计接触，测读轴向变形值。将测力计调至零位。

5. 选择剪切应变速率，粘土每分钟应变 0.05%～0.1%；粉土每分钟应变 0.1%～0.5%为宜。启动电动机，合上离合器，开始剪切，过程中按一定变形量测记测力计、轴向变形和孔隙水压力，剪切至

轴向变形量达 15%～20%停止试验、关电动机，关各阀门，拆样、称量，测定试样含水率。

三、固结排水试验

试样的安装、固结、剪切与固结不排水试验相同，但剪切过程中应将排水阀门打开，剪切速率采用每分钟应变 0.003%～0.012%。

四、资料整理

1. 试样固结后的高度、面积、体积及剪切时的面积可按表 1-14-3 中的公式计算。

高度、面积、体积计算表 表 1-14-3

项　目	起　始	固结后		剪切时校正值
		按实测固结下沉	等应变简化式	
试样高度（cm）	h_0	$h_c = h_0 - \Delta h_c$	$h_c = h_0 \times \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)^{1/3}$	
试样面积（cm^2）	A_0	$A_c = \frac{V_0 - \Delta V}{h_c}$	$A_c = A_0 \times \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)^{2/3}$	$A_a = \frac{A_0}{1 - 0.01\varepsilon_1}$（不固结不排水剪） $A_a = \frac{A_0}{1 - 0.01\varepsilon_1}$（固结不排水剪） $A_a = \frac{V_c - \Delta V_f}{h_c - \Delta h_f}$（固结排水剪）
试样体积（cm^3）	V_0	$V_c = h_c A_c$		

表中：Δh_c——固结下沉量，cm；

ΔV——固结排水量，ml；

ΔV_f——排水试验中剪切时的试样体积变化，ml；

ε_1——轴向应变，%，（不固结不排水试验 $\varepsilon_1 = \frac{\Delta h_f}{h_0}$；固结不排水和固结排水试验 $\varepsilon_1 = \frac{\Delta h_f}{h_c}$）；

Δh_f——剪切时试样的轴向变形，cm。

2. 主应力差（$\sigma_1 - \sigma_3$）的计算：

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{C \cdot R}{A_a} \times 10 \qquad (1\text{-}14\text{-}6)$$

式中：σ_1——大主应力，kPa；

σ_3——小主应力，kPa；

C——测力计率定系数（N/0.01mm 或 N/mV）；

R——测力计读数（0.01mm 或 mV）；

A_a——试样剪切时的校正面积，cm^2；

10——单位换算系数。

3. 有效主应力比的计算：

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_3} + 1 \qquad (1\text{-}14\text{-}7)$$

式中：σ'_1——有效大主应力，$\sigma'_1 = \sigma_1 - u_i$，kPa；

σ'_3——有效小主应力，$\sigma'_3 = \sigma_3 - u_i$，kPa；

u_i——孔隙水压力，kPa。

4.孔隙水压力系数的计算：

$$\left.\begin{aligned} B &= \frac{u_0}{\sigma_3} \\ A_f &= \frac{u_i}{B(\sigma_1 - \sigma_3)} \end{aligned}\right\} \qquad (1\text{-}14\text{-}8)$$

式中：B——初始孔隙水压力系数；

u_0——施加周围压力后产生的孔隙水压力，kPa；

A_f——破坏时的孔隙水压力系数；

u_i——试样破坏时，主应力差产生的孔隙水压力，kPa。

5.根据需要分别绘制主应力差与轴向应变的关系曲线(图 1-14-8)；有效主应力比与轴向应变的关系曲线(图 1-14-9)；孔隙水压力与轴向应变的关系曲线(图 1-14-10)；用$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$与$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$作坐标的应力路径关系曲线(图 1-14-11)。

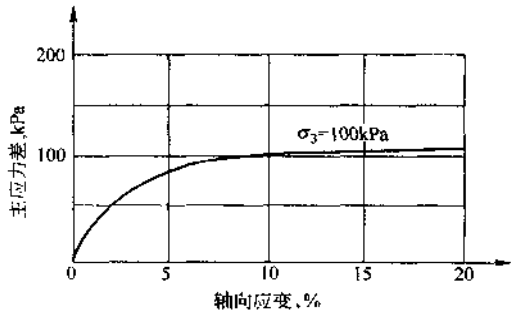


图 1-14-8 主应力差与轴向应变关系曲线

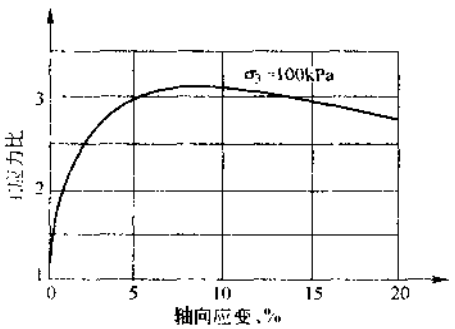


图 1-14-9 主与轴向应变关系曲线

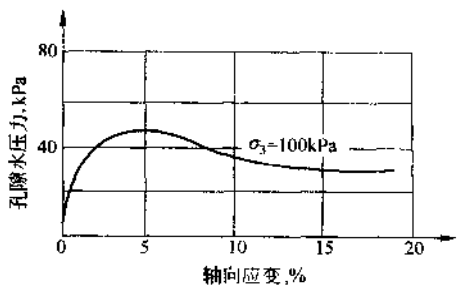


图 1-14-10 孔隙水压力与轴向应变关系曲线

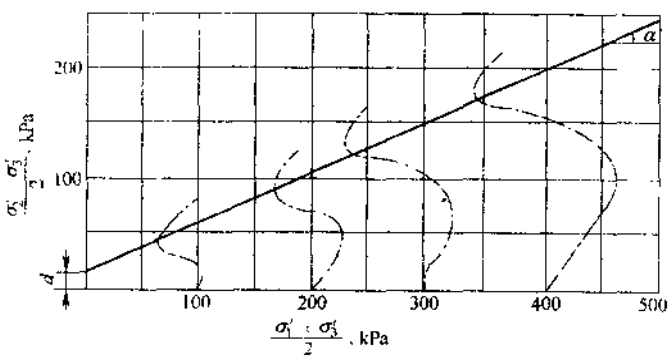


图 1-14-11 应力路径曲线

6.绘制应力圆及强度包线：

(1)破坏点的取值。以$(\sigma_1-\sigma_3)$或$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$的峰值作为破坏点，如$(\sigma_1-\sigma_3)$或$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$无峰值，应以应力路径的密集点或按一定轴向应变相应的$(\sigma_1-\sigma_3)$或$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$作为破坏强度值。

(2)对不固结不排水试验及固结不排水试验，以法向应力 σ 为横坐标，剪应力 τ 为纵坐标。在横坐上以$\frac{\sigma_{1f}+\sigma_{3f}}{2}$为圆心，$\frac{\sigma_{1f}-\sigma_{3f}}{2}$为半径，绘制破坏总应力圆，作褚圆包线。该包线的倾角为内摩擦角 ϕ_u 或 ϕ_{cu}，包线上纵轴上的截距为粘聚力 c_u 或 c_{cu}，见图 1-14-12 和图 1-14-13。

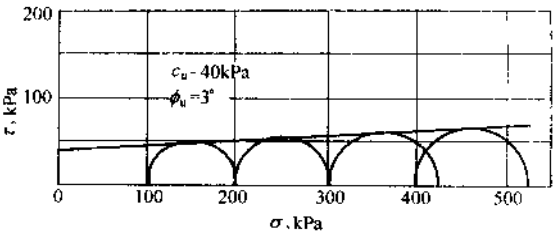


图 1-14-12　不固结不排水剪强度包线

(3)对固结不排水试验中测孔隙水压力，则可确定试样破坏时的有效应力。以有效应力 σ' 的横坐标，剪应力 τ 为纵坐标。在横坐标上以$\frac{\sigma'_{1f}+\sigma'_{3f}}{2}$为圆心，以$\frac{\sigma_{1f}-\sigma_{3f}}{2}$为半径，绘制不同周围压力下的有效破坏应力圆后，作诸圆包线。该包线的倾角为有效内摩擦角 ϕ'，包线在纵轴上的截距为有效粘聚力 c'，见图 1-14-13。

(4)对排水试验，孔隙水压力等于零，抗剪强度包线的倾角为有效内摩擦角 ϕ_d，包线在纵轴上的截距为有效粘聚力 c_d。见图 1-14-14。

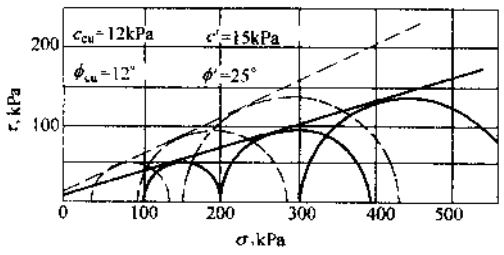


图 1-14-13　固结不排水剪强度包线

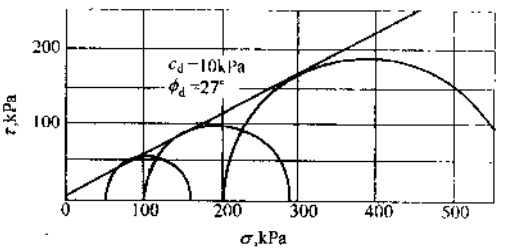


图 1-14-14 固结排水剪强度包线

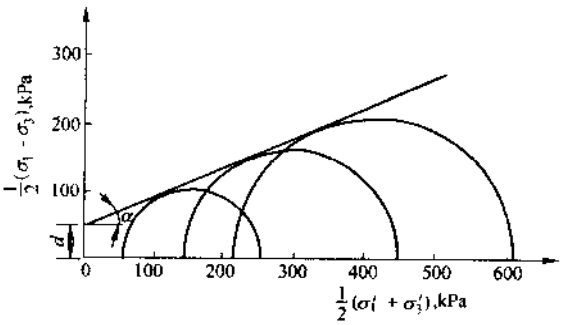


图 1-14-15　应力路径包线

(5)如各应力圆无规律，难以绘制各圆的强度包线，可按应力路径取值。以$\frac{\sigma'_1+\sigma'_3}{2}$的横坐标，$\frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{2}$为纵坐标，绘制应力圆，作通过各圆之顶点的平均直线，见图 1-14-15。根据直线的倾角及在纵坐标上的截距，计算 ϕ' 和 c'。

$$\left.\begin{aligned}\phi' &= \arcsin\tan\alpha\\ c' &= \frac{d}{\cos\phi'}\end{aligned}\right\} \quad (1\text{-}14\text{-}9)$$

式中：α——平均直线的倾角，(°)

d——平均直线在纵轴上的截距，kPa。

7. 变形参数的整理，见附录 D 和附录 E。

第五节　三轴试验中应注意的问题

1. 轴向加荷速率即剪切应变速率，是三轴压缩试验中的一个重要问题，它不仅关系到试验的历时，而且影响试验成果。对不固结不排水试验，因不测孔隙水压力，在通常的速率范围内对强度影响不大。在固结不排水试验中，对不同的土类应选择不同的剪切应变速率，目的是使剪切过程中形成的孔隙水压力均匀增长，所测得比较符合实际的孔隙水压力。三轴固结不排水试验中，在试样底部测定孔隙水压力，在剪切过程中，试样剪切区的孔隙水压力是通过试样或滤纸条逐渐传递到试样底部，需要一定时间，若剪切应变速率较快，试样底部的孔隙水压力将产生明显的滞后，测得的数值偏低。由于粘土和粉土的渗透系数不同，所以需要规定不同的剪切应变速率。对固结排水试验的剪切应变速率对试验结果的影响，主要反映在剪切过程中是否存在孔隙水压力，剪切应变速率较快，孔隙水压力得不到完全消散，就不能得到真实的有效强度指标，所以一定要选择缓慢的剪切应变速率。

2. 绘制应力圆时，需根据破坏标准选取代表试样破坏时的应力。对破坏值的选择是正确选用抗剪强度参数的关键。从实践的情况来看，以主应力差的峰值作为破坏标准是可行的，而且易被接受。然而有些土类很难选择到明显的峰值，因为不同土类的破坏特性不同，不能用一种标准来选择破坏值。当主应力差无峰值时，采用应变为 15% 时的主应力差作为破坏值。以上两种方法也是国际上普遍采用的标准。目前也有绘制有效应力路径来表示试样的破坏过程。所谓有效应力路径是三轴试验过程中试样的应力变化轨迹，可用总应力或有效应力表示，实用上常以$\frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{2}$为纵坐标，$\frac{\sigma'_1+\sigma'_3}{2}$为横坐标表示。用有效应力路径表示试样的破坏过程，有助于分析剪切过程中发生的变化，如剪胀性，土体的超固结程度。为了能正确选取强度参数，在提供三轴试验成果时，应根据工程的具体要求或按土的实际破坏特征取值。

3. 在进行固结不排水和排水试验中，为了加速试样的固结，一般在试样外贴滤纸条。关于滤纸条的贴法，大约有以下几种：(1)覆盖面积达侧面的 50% 以上，上下连续的滤条如图 1-14-16 的 I 型；(2)上下均与透水板相连的滤条，如图 1-14-16 所示的 II 型；(3)滤条下部与透水板相连，而上部与透水板断开约 1/4 试样高度，见图 1-14-16III 型；(4)上下均与透水板相连，但中部间断 1/4 试样高度，见图 1-14-16IV 型。通过试验比较认为：为了加速试样固结，建议采用 II 型，如对试样施加反压力或测定孔隙水压力，则滤条的上、下部与透水板不相连为好，以防反压力和孔隙水压力量测直接连通。

4. 三轴试验中试样中用橡皮膜与液体隔离的，橡皮膜对试验的影响包括两方面，一是它的约束作用使试样的强度增大，另一是膜的渗漏改变试样的含水率。对于第一个问题，国内外都作过研究，结论不一致。实际上影响究竟多大，应根据试验所用的土质和精确度要求，以及橡皮膜本身性能而定。实践证明，土的脆性破坏影响高于塑性破坏，不仅影响强度值，而且影响试样的破坏方式。在实际工程中是否进行校正，必须按试验的目的与要求确定。校正的方法有计算法和实测法两种，参考有关文献。对于第二个问题，根据研究，对周围压力不大的常规短期(如一日内完成)试验可不考虑。若精确度要求高的长期试验，可在试样外套两层橡皮膜，校正其约束作用的影响。

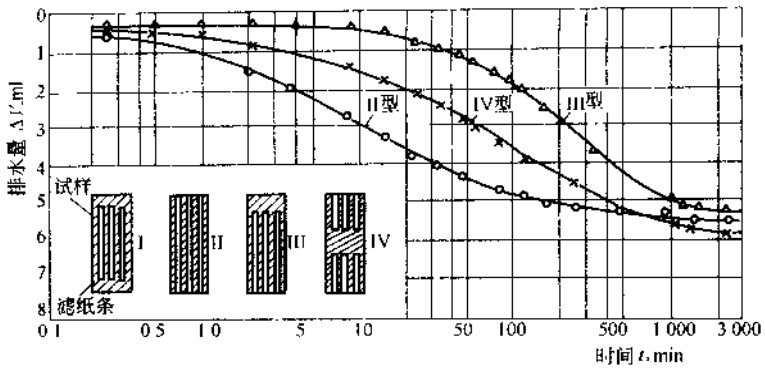


图 1-14-16　滤纸条不同贴法的固结过程线

第六节　特殊三轴仪介绍

一、真三轴仪

真三轴仪是能够模拟真实三向应力条件，并能独立改变三个主应力大小的仪器，不同于常规三轴仪只能模拟轴对称的应力条件。目前已经制成的真三轴仪有多种，按其加荷方式可分为刚性板加荷、柔性板加荷和复合式三种。

1.刚性板加荷的真三轴仪，以剑桥大学的形式为代表，如图 1-14-17。三轴室由六块刚性板组成。每一块均可在与之相垂直的两块上滑移。正六面体试样。试样的边长可在一定范围内变化，整个系统有三个自由度，试验时，可以互换三个主应力的大小，但主应力轴的方向是固定的，试样在三个独立的主应力条件下变形。这种仪器的优点是能比较方便地施加任何预定的三向应力；能产生较大的应变，试样中的应力与应变比较均匀，均可直接测量。既可应力控制，也可应变控制；该仪器采用先进的电子技术，应力路径全面，测试也较准确。它的缺点是只适用于粘性土，刚性板对试样表面摩擦较大，同时主应力轴不能转动。

2.柔性板加荷的真三轴仪，以美国科罗拉多大学的形式为代表，见图 1-14-18。它是一个立方体的框架，边上安有橡皮囊式加压的盖板，通过液体压力向试样施加均匀的压力。这种设备边缘效应严重，试样边缘处的橡皮膜与试样脱离，因而施加在边缘处的应力就减小。为了解决试样边缘处的应力不均匀状况，采用刚性翼板分离两个不同压力的橡皮囊。该仪器的优点是操作

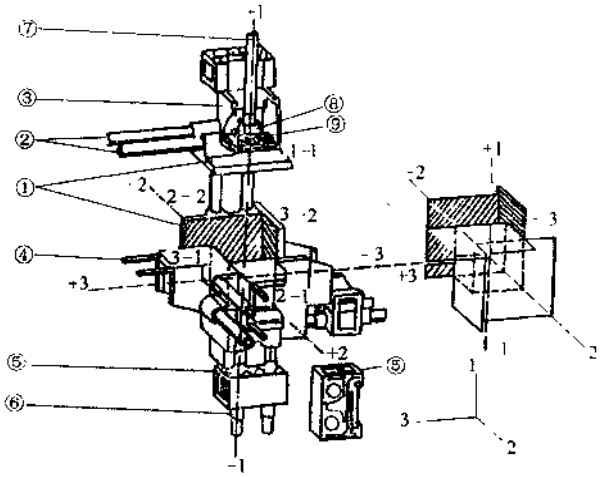


图 1-14-17　刚性加荷真三轴仪示意图

①-刚性板；②、④、⑤、⑥-导轨；③-盒壳；⑦-移动杆；⑧-加压帽；⑨-压力盒

简便，加荷方便，试样表面不产生摩擦，适用于粘性土和砂性土。缺点是试样变形受限制，当应变大时试样的变形不均匀，有边缘约束。

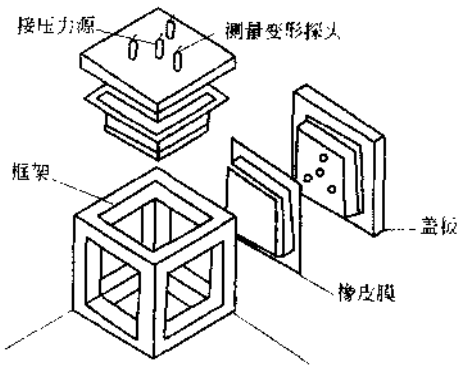


图 1-14-18 柔性加荷真三轴仪示意图

3.复合式加荷真三轴仪，以日本京都大学的形式为代表，见图 1-14-19。它是将方形试样装在三轴压力室内，包上橡皮膜。上、下荷载板为刚性的。在中主平面上，装有加荷框架，有橡皮囊的刚性板固定在框架上，由橡皮囊通过液体压力对试样施加中主应力。框架悬挂在活塞轴上，以适应试样的垂直变形，以保证作用力始终通过试样中心。小主应力是室压力。该仪器的优点是加荷简便，应力量测比较明确，能测定孔隙水压力。缺点是应变量小、在较大应变时变形不均匀；中主平面的变形是间接测定的，使三个方向的变形量不协调。图 1-14-20 为英国皇家学院的真三轴仪，也是复合式的。

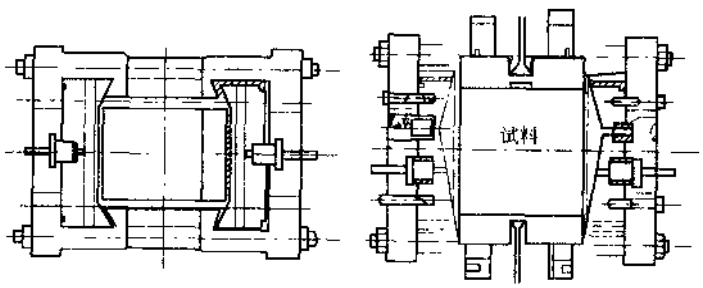


图 1-14-19 复合式加荷真三轴仪

二、特殊用途的三轴仪

1.平面应变仪：在岩土工程中，许多问题是属于平面变形问题，因此研究平面应变条件下的强度和变形特性很重要。平面应变仪器也有各种形式，一般真三轴仪只要控制一个主应力方向的变形为零就可以进行平面应变试验。典型的平面应变仪如图 1-14-21 所示。试样为长方形，在长度的两侧用一对固定的刚性板将试样限制住，使其变形为零。刚性板中间镶上压力盒，测量压力变化。垂直荷载通过刚性加荷帽施加于试样。宽度两侧用柔性橡皮囊施加侧向主应力。垂直方向的变形用百分表量测，而侧向变形通过橡皮囊中的水量变化来换算。

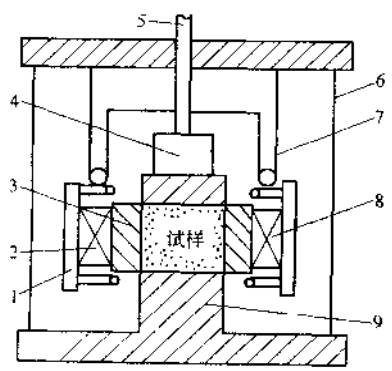


图 1-14-20 英国皇家学院真三轴仪
1-外荷框架；2-液压加荷系统；3-刚性加压板；4-压力盒；5-活塞；6-受压室外罩；7-钢丝绳；8-压力盒；9-刚性底座

2.应力路径三轴仪：在常规三轴试验中，试样受到的应力路径往往是 σ_3 保持不变的情况下增加 σ_1。如果试样在别的应力路径下进行试验，则其力学性质就有所不同，特别在研究应力应变关系的排水试验中，应力路径的影响显得特别重要。图 1-14-22 是 Bishop 与 Wesley 设计

的应力路径控制式三轴仪，它可进行三轴压缩或三轴伸长试验。平面应变仪也可用来进行不同应力路径的试验。

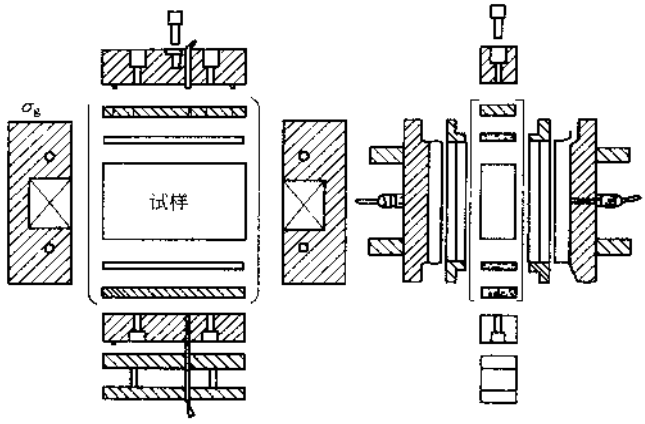


图 1-14-21　平面应变仪装置图

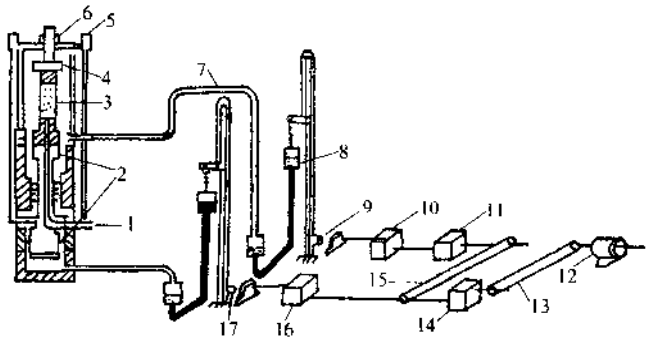


图 1-14-22　应力路径控制三轴仪

1-排水或量测孔隙压力；2-折皱的橡皮罩；3-试样；4-压力盒；5-位移转换器；6-保证密封的螺丝；7-水；8-水银；9-绞车；10-二级减速；11-变速器 B；12-电动机；13-皮带；14-变速器 A；15-皮带；16-二级减速；17-绞车

3.空心扭转三轴仪：真三轴仪，平面应变仪试验，其主应力轴是固定不变的，但实际土体中，由于荷载增加，主应力轴是转动的。研究主应力轴转动对土的应力应变关系的影响，可用空心扭转三轴仪试验。空心圆柱扭转仪可在三轴压力室内，将试样制作成空心圆柱体，试样内、外都用橡皮膜包住，构成两个压力室，内外压力可以施加液体压力，其大小可以独立改变，一般作为中主应力（内外压力的平均值），轴向压力由活塞杆施加，一般作为大主应力。试样与加荷帽刚性联结，可施加扭力，对试样施加剪应力。在无扭力时，小主应力等于周围面上的应力，施加扭力后，大、小主应力由平均的轴向应力、平均周围压力和剪应力计算，见图 1-14-23。

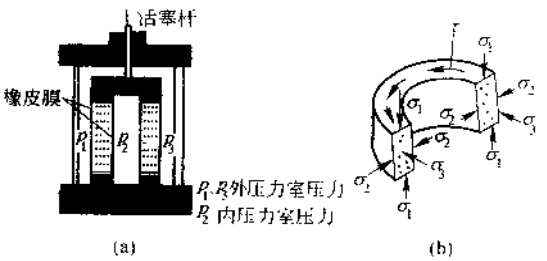


图 1-14-23　空心圆柱扭剪及其受力状态仪

第七节　非饱和土孔隙压力的测定

非饱和土三轴压缩试验，从试样制备、剪切应变速率的选择、破坏点的确定和饱和土基本一致，而孔隙压力的测定和饱和土的方法是不同的。因非饱和土由土粒骨架、孔隙水及孔隙气体组成，属于三相系统。在非饱和土中，孔隙水与颗粒连通的孔隙之间存在有弯液面，致使颗粒处于受拉状态。所以，非饱和土的孔隙压力必须分别测定孔隙水压力和孔隙气压力，才能准确地求出非饱和土的有效应力。

在非饱和土内，孔隙水压力 u_w 与孔隙气压力 u_a 及毛细管表面张力 u_c（为负值）具有以下关系：

$$u_w = u_a + u_c$$

如土体不受外力作用处于平衡状态时，u_a 为零，$u_w = u_c$，故非饱和土中的孔隙水压力总是负值，并等于毛细管压力 u_c。

1.负孔隙水压力的测定

测定负孔隙水压力的方法与测定正孔隙水压力的方法基本相同，所不同之处只是用进气压力大的细孔陶土板代替通常的粗孔透水板，其装置见图 1-14-24。所谓进气压力，就是空气泡开始进入饱水陶土板时的空气压力与板内的孔隙水压力的差值。因为陶土板孔细，能承受较大的拉力，不像透水板孔粗易被受拉的孔隙压力吸水，因此就能把负孔隙压力一直传递到指示器上。所采用的陶土板要求表面平整，孔径尽量一致，除具有较高的进气压力外，还应当具有足够的强度和透水性，并能牢固地安装在压力室底坐上，以使试验过程中陶土板不变形，也致使板与底座之间无明显的体积变化。

2.孔隙气压力的测定

孔隙气压力的测定方法早期是在试样的顶部和试样帽之间置一多孔金属板或粗玻璃丝布，如图 1-14-25(a)所示。借此部件将试样孔隙中的空气和量测系统中的水介质联系起来，后

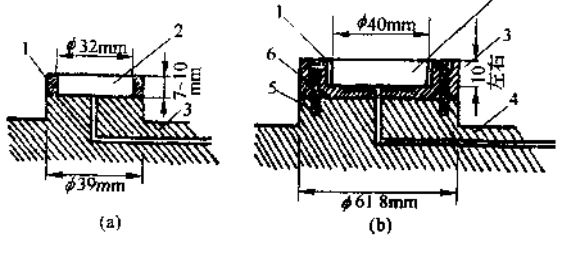


图 1-14-24　负孔隙水压力测定装置

1-环氧树脂或其他粘胶材料；2-陶瓷板；3-托座；4-底座；5-固定螺丝；6-橡皮止水圈

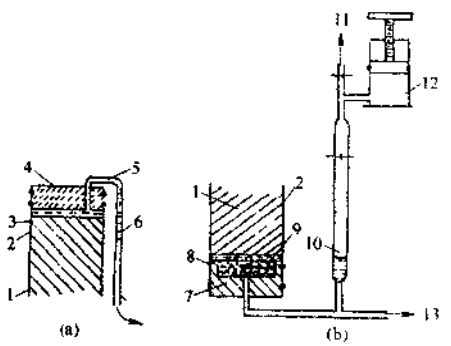


图 1-14-25　孔隙气压力测定装置

1-试样；2-橡皮膜；3-粗玻璃丝布；4-有机玻璃上帽；5-空气；6-水；7-有机玻璃底座；8-粗瓷板；9-孔径0.074mm筛网；10-控制水位量管；11-接大气；12-调节器；13-测孔隙压力系统

来美国垦务局改用一种孔径极细(0.074mm)的筛网,并用憎水物质处理,以使试样与量测系统的水介质之间建立一个明确的水—气分界面,防止试样吸水,并避免造成水气相混的不稳定流动状态,提高了量测精度,见图 1-14-25(b)。近年来,关于孔隙气压力的测量技术有所提高,例如:国外有使用滤纸测定水量,利用土水特征曲线换算成孔隙气压力的。

第十五章　无侧限抗压强度试验

一、试验原理和目的

无侧限抗压强度试验是三轴压缩试验的一个特例，即将试样置于不受侧向限制的条件下进行的强度试验。此时试样所受的小主应力为零，而大主应力的极限值为无侧限抗压强度，通常用 q_u 表示。

对于脆性土，试样在破坏之前，表面可能出现破裂面，但对于饱和软粘土，这种破裂面一般不易出现。因此，当土样破坏时，由于水分来不及排出，超静水压力代替有效压力，因而摩擦力不发生作用，在 $\phi \approx 0$ 的情况下，可利用无侧限抗压强度间接计算出该土的不排水强度，即 $S = \frac{1}{2} q_u$。由于试样侧面不受限制，这样求得的抗剪强度值比常规三轴不排水抗剪强度值略小。该试验中试样的破坏面是沿着粘土最软弱部分发生的，能获得均匀的应力应变关系曲线。

本试验用于测定饱和软粘土的无侧限抗压强度及灵敏度。灵敏度是原状土的抗压强度和重塑后土的抗压强度之比。

目前使用的无侧限抗压强度仪一般有应变控制式和应力控制式两种。应变控制式操作简单，应用较广，仪器设备见图 1-15-1。

二、试验步骤

1. 试样制备按三轴试验中原状试样制备进行。试样直径可采用 3.5～4.0cm。试样高度与直径之比按土样的软硬情况采用 2.0～2.5。

2. 将试样两端抹一薄层凡士林，在气候干燥时，试样周围亦需抹一层薄凡士林，防止水分蒸发。将试样放在底座上，转动手轮，使底座缓慢上升，试样与传压板刚好接触，将测力计调零。

3. 轴向应变速率宜采用每分钟应变 1%～3%。转动手轮，使升降设备上升，进行试验。每隔一定应变，测记测力计读数。试验宜在 8～10min 内完成。

4. 当测力计读数出现峰值时，停止试验；当读数无峰值时，试验进行到应变达 20% 为止。

5. 当需要测定灵敏度时，应立即将破坏后的试样除去涂有凡士林的表面，加少许余土，包于塑料薄膜内用手搓捏，破坏其结构，重塑成圆柱形，放入重塑筒内，用金属垫板，将试样挤成与原状试样尺寸、密度相等的试样，然后按上述步骤进行试验。

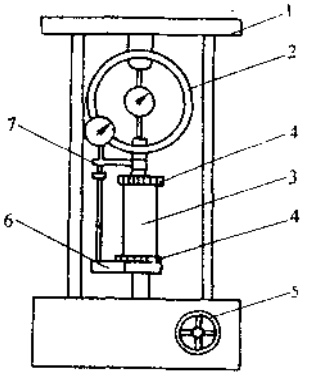


图 1-15-1　应变控制无侧限压缩仪示意图

1-轴向加荷架；2-轴向测力计；3-试样；4-上、下传压板；5-手轮；6-升降板；7-轴向位移计

三、计算及制图

1. 按下式计算轴向应变和试样面积：

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_1 &= \frac{\Delta h}{h_0}\\ A_a &= \frac{A_0}{1-\varepsilon_1}\end{aligned}\right\} \tag{1-15-1}$$

2.试样所受的轴向应力，按下式计算：

$$\sigma = \frac{C \cdot R}{A_a} \times 10 \tag{1-15-2}$$

式中：σ——轴向应力，kPa；

10——单位换算系数。

3.绘制轴向应力与轴向应变关系曲线（图 1-15-2），取曲线上最大轴向应力作为无侧限抗压强度；当曲线上峰值不明显时，取轴向应变为 15% 所对应的轴向应力作为无侧限抗压强度。

4.按下式计算灵敏度：

$$S_t = \frac{q_u}{q'_u} \tag{1-15-3}$$

式中：S_t——灵敏度；

q_u——原状试样的无侧限抗压强度，kPa；

q'_u——重塑试样的无侧限抗压强度，kPa。

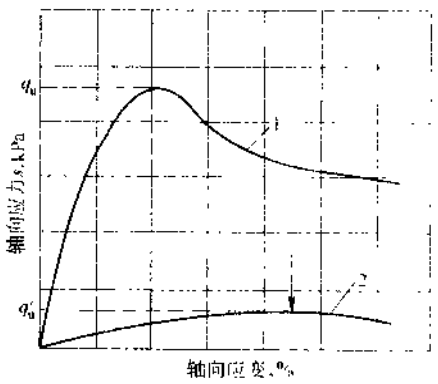


图 1-15-2 轴向应力与轴向应变关系曲线

1-原状试样；2-重塑试样

四、试验中应注意的问题

1.饱和粘土的抗压强度，随土密度增加而增大，并随含水率增加而减小，测定无侧限抗压强度时，要求在试验过程中含水率保持不变。如土的渗透性较小，试验历时较短，可以认为试验前后的含水率基本不变，所以要控制剪切时间和应变速率，防止试验中试样发生排水及表面水分蒸发。

2.破坏值的选择：试样受压破坏形式，一般有脆性破坏及塑性破坏两种；脆性破坏有明显的破坏面，轴向压力具有峰值，破坏值容易选取；而塑性破坏时没有破裂面，其应力随应变渐增，不具有峰值或稳定值，选取破坏值时按应变 15% 所对应的轴向应力为抗压强度。重塑试样的取值标准与原状试样的取值标准应相同，即峰值或应变 15% 所对应的轴向应力为无侧限抗压强度。

3.测定土的灵敏度是判别土的结构受扰动对强度的影响程度，因此重塑试样除了不具有原状试样的结构外，应保持与原状试样相同的密度和含水率。天然结构的土经重塑后，它的结构粘聚力已全部消失，但经过一段时间后，可以恢复一部分，放置时间愈长，恢复程度愈大，所以需要测定灵敏度时，重塑试样的试验应立即进行。

4.试验时，在试样两端抹一薄层凡士林的目的是因为当轴向压力作用于试样时，试样与传压板之间即发生与侧向膨胀方向相反的摩擦力。该力使两端土的侧向膨胀受到限制，使试样变成鼓形。轴向变形愈大，鼓形愈大，这样，试样内的应力分布就不均匀。为了减小影响，在试样两端抹一层凡士林或硅脂。

第十六章　直接剪切试验

一、试验原理与类型

直接剪切试验是测定土体抗剪强度的一种常用方法。通常是从地基中某个位置取出土样，制成几个试样，用几个不同的垂直压力作用于试样上，然后施加剪切力，测得剪应力与位移的关系曲线，从曲线上找出试样的极限剪应力作为该垂直压力下的抗剪强度。通过几个试样的抗剪强度确定强度包线，求出抗剪强度参数 C、ϕ。本试验可测定粘性土和砂性土的抗剪强度参数。

直接剪切试验分为快剪（Q）、固结快剪（CQ）和慢剪（S）三种试验方法。

1. 快剪试验是在试样上施加垂直压力后，立即施加水平剪切力。

2. 固结快剪试验是在试样上施加垂直压力，待排水固结稳定后，施加水平剪切力。

3. 慢剪试验是在试样上施加垂直压力和水平剪切力的过程中均应使试样排水固结。

以上每种方法适用于一定排水条件下的土体。例如，快剪试验用于在土体上施加垂直压力和剪切过程中都不发生固结排水的情况；固结快剪试验用于施加垂直压力下达到完全固结，但剪切过程中不产生排水固结；慢剪试验用于在施加垂直压力下达到完全固结稳定，而在剪切过程中孔隙水压力的变化与剪应力的变化相适应。实际上，土体中的应力变化过程相当复杂，在选择试验方法时，应注意所采用的方法尽量反映土的特性和工程所处的工作阶段，并与分析计算方法相适应。

直剪剪切仪的最大缺点是不能有效地控制排水条件，剪切面积随剪切位移的增加而减小，因而它的使用受到一定的限制。例如，对于渗透性较大的土，进行快剪试验时，所得的总应力强度指标偏大，因而目前在国外很多国家仅用直剪仪进行慢剪试验。而国内很多单位仍旧采用直剪仪测定强度指标。为此，在标准中规定了对渗透系数大于 10^{-6}cm/s 的不宜作快剪试验，应用三轴不固结不排水试验测定总强度指标。

二、仪器设备与试验方法

常用的直接剪切仪分为应变控制式和应力控制式两种。应变控制式是控制试样产生一定位移，测定其相应的水平剪应力；应力控制式是对试样施加一定水平剪应力，测定其相应的位移。应变控制式的优点是能较准确地测定剪应力和剪切位移曲线上的峰值和最后值，且操作方便，为此，一般采用应变控制式直剪仪，见图 1-16-1。

（一）慢剪试验

1. 试样制备与试样饱和见第三章。

2. 对准剪切容器上下盒，插入固定销，在下盒内放透水板和滤纸，将带有试样的环刀刃口向上，对准剪切盒口，在试样上放滤纸和透水板，将试样小心推入剪切盒内。

3. 移动传动装置，使上盒前端钢珠刚好与测力计接触，依次放上传压板、加压框架，安装垂直位移和水平位移量测装置，并调整零点。

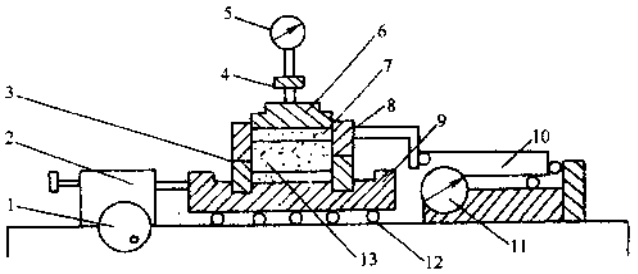


图 1-16-1　应变控制式直剪仪

1-剪切传动机构;2-推动器;3-下盒;4-垂直加压框架;5-垂直位移计;6-传压板;7-透水板;8-上盒;9-储水盒;10-测力计;11-水平位移计;12-滚珠;13-试样

4.根据工程实际和土的软硬程度施加各级垂直压力。对松软试样垂直压力可分级施加,以防试样挤出。施加压力后,向盒内注水,当试样为非饱和土时,应在传压板周围包湿棉纱。

5.施加压力后,每小时测读垂直变形,直至试样固结变形稳定。变形稳定标准为每小时变形不大于 0.005mm。

6.拔去固定销,以小于 0.02mm/min 的剪切速度进行剪切,每产生剪切位移 0.2～0.4mm,测记测力计和位移读数,直至测力计出现峰值,继续剪切至位移达 4mm 时停机,记下破坏值,若测力计读数无峰值,应剪切至位移达 6mm 时停机。

(二)固结快剪试验

1.试样制备、安装和固结与慢剪试验步骤相同。本试验方法适用于渗透系数小于 10^{-6} cm/s 的土。

2.固结快剪试验的剪切速率为 0.8mm/min,使试样在 3～5min 内剪坏,其步骤与慢剪试验相同。

(三)快剪试验

1.本试验方法适用于渗透系数小于 10^{-6}cm/s 的土。试样制备、安装与慢剪试验相同,在安装时应以硬塑料薄膜代替滤纸或用不透水板。

2.施加垂直压力,拔去固定销,立即以 0.8mm/min 的剪切速率进行剪切,使试样在 3～5min 内剪坏。

(四)砂土的直剪试验

1.取过 2mm 筛的风干砂样 1 200g。

2.根据要求的干密度和试样体积称取每个试样所需的风干砂样。

3.对准剪切容器上下盒,插入固定销,放干的不透水板和干滤纸,将砂样倒入剪切容器内,拂平表面,放上硬木块轻轻敲打,使试样达到预定的干密度,取出硬木块,拂平砂面,依次放上干滤纸、干不透水板和传压板。

4.安装加压框架,施加垂直压力,进行剪切。

三、资料整理

1.按下式计算剪应力:

$$\tau = \frac{C \cdot R}{A_0} \times 10 \qquad (1\text{-}16\text{-}1)$$

式中 τ——试样所受的剪应力，kPa；

R——测力计读数，0.01mm；

A_0——试样面积，cm^2；

10——单位换算系数。

2.绘制剪应力与剪切位移关系曲线，见图 1-16-2。取曲线上剪应力的峰值为抗剪强度。无峰值时，取剪切位移 4mm 所对应的剪应力为抗剪强度。

3.绘制抗剪强度与垂直压力关系曲线，见图 1-16-3。直线的倾角为内摩擦角，直线在纵坐标上的截距为粘聚力。

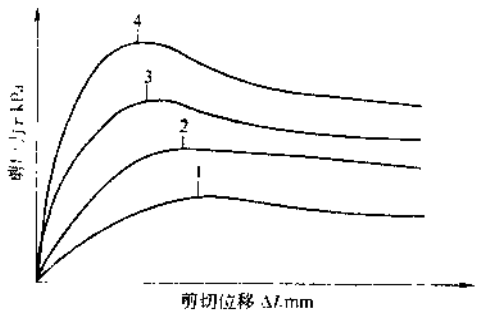


图 1-16-2 剪应力与剪切位移关系曲线

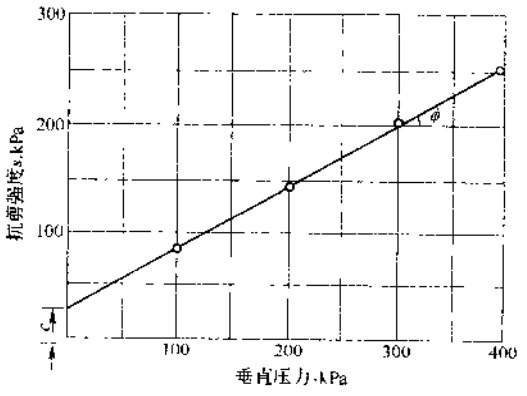


图 1-16-3 抗剪强度与垂直压力关系曲线

四、直接剪切试验中的几个问题

（一）垂直压力的大小及固结稳定标准

1.粘性土的抗剪强度与垂直压力的关系并不完全符合库仑方程的直线关系。对于正常固结土，在一般压力作用下，可以认为是直线关系，但对于超固结土，在选择垂直压力时，应考虑先期固结压力 p_c 值，设计压力小于先期固结压力，施加的最大垂直压力不大于 p_c；设计压力大于先期固结压力，施加的最大垂直压力应大于 p_c。一次与分级施加垂直压力对土的压缩是有影响的，土的塑性指数愈大，影响也愈大。所以，对低含水率高密度的粘性土，垂直压力应一次施加，对于松软的粘土，为避免试样挤出，垂直压力宜分级施加。

2.对固结快剪和慢剪的试样，在每级垂直压力作用下，应压缩到主固结完成，条文中规定的稳定标准为每小时垂直变形不大于 0.005mm，实际进行时，也可用时间平方根法和时间对数法来确定。

有些单位将试样在另外仪器上进行预压，然后再移至剪切盒中进行剪切，这样必然会使试样产生回弹、吸水、扰动，因此若采用这种预固结，当试样推入剪切盒后，一定要施加垂直压力，待垂直变形达到每小时不大于 0.005mm，才能进行剪切。

（二）剪切速率

剪切速率是影响土的强度的一个重要因素，它从两方面影响土的强度：一是剪切速率对孔隙水压力的产生、传递与消散的影响，即影响试样的排水固结强度；另一是对粘滞阻力的影响，当剪切速率较高，剪切历时较短时，粘滞阻力增大，表现出较高的抗剪强度。反之，粘滞阻力减

小，所得的强度降低。在常规试验中，粘滞阻力的影响，通常考虑较少。快剪试验应在 3～5min 内剪损，其目的就是为了在剪切过程中尽量避免试样的排水固结。然而，对于高含水率低密度的土或透水性大的土，即使再加快剪切速率，也难免排水固结，所以对于这类土，建议用三轴仪测定不排水强度。

（三）破坏值的选定

土的应力应变关系曲线，一般具有几种类型。破坏值的选定常有两种情况。如剪应力—剪切位移关系曲线（图 1-16-4）中具有明显峰值或稳定值，则取峰值或稳定值作为抗剪强度值（如图中曲线 1 及 2 的 a 点及 b 点）。若剪应力随剪切位移不断增加，无峰值或无稳定值时（如图中的曲线 3），则以相应于选定的某一剪切位移对应的剪应力值作为抗剪强度值。一般最大位移为试样直径的 1/15～1/10。对于直径 61.8mm 的试样，其最大剪切位移为 4～6mm，所以标准中规定取剪切位移为 4mm 对应的剪应力作为抗剪强度值。同时要求试验的剪切位移达 6mm。实际上，以剪切位移作为选值标准，虽然方法简单，但理论上是不严格的，因各种不同类型破坏时的剪切位移是不完全相同的，即使对同一种土，在不同的垂直压力作用下，破坏剪切位移也是不相同的，因而，只有在破坏值难以选取时，才能采用此法。

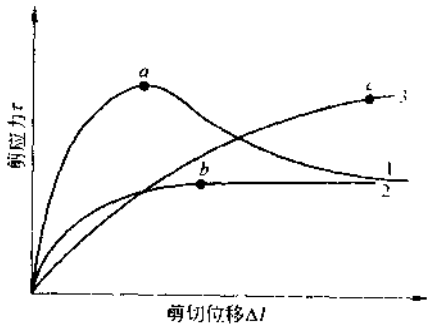


图 1-16-4　剪应力与剪切位移关系曲线

五、直接剪切试验的发展

单剪仪：为了克服直剪仪试样因应变不均匀，不能控制排水条件及预先规定剪切面等缺点，在直剪仪的结构上作了改进。目前国内外使用的单剪仪，按其剪切容器结构，可分为叠环式、加筋膜式和刚性板单剪仪三种，如图 1-16-5 所示。

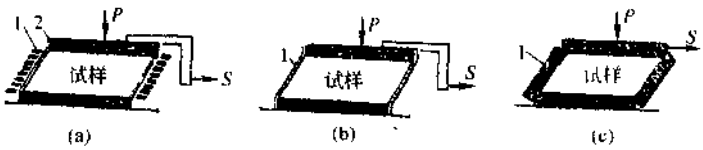


图 1-16-5　单剪仪形式示意图

（a）叠环式单剪仪；（b）加筋膜式单剪仪；（c）刚性板单剪仪

1-侧限环；2-橡皮膜；1-绕钢丝橡皮膜；1-供剪时能转动的侧板

图 1-16-5（c）试样为方形，试样两侧有刚性板约束，上盖板和下底板的对角线由铰链联结，试样在固结时，可向下移动，但不能张开，剪切时的剪切变形与侧板一致，试样包以橡皮膜，保证完全不排水，可施加反压力和测量孔隙水压力。图 1-16-5（b）试样为圆形，周围包以加筋橡皮膜，可以保证试样直径不变，允许在垂直和水平方向变形。试样前后两面上的剪应力与上、下面上的剪应力不对称，剪切过程中不能保证试样中部处于水平面，所以试样内部应力不均匀。图 1-16-5（a）试样为圆形，周围先包橡皮膜，在膜外套上许多薄的金属环，保证试样直径不变，这种容器的缺点是当试样中的孔隙水压力较高时，容易使橡皮膜鼓胀从薄环间挤出，从而

改变试样中的孔隙水压力值。

单剪仪试验方法与直剪仪试验的不同仅在装样方面包括包橡皮膜和套上套环，其余方面是相同的。

目前在国内仅科研及大学等研究单位有这种仪器，作为研究之用，尚无定型产品。

第十七章　反复直接剪切试验

一、目的和定义

超固结粘土试样在某一有效压力作用下进行剪切试验时，当剪应力达到峰值之后，若继续剪切，则剪应力随剪切位移增加而显著降低，最后达到一个稳定值，该稳定值称为土的残余剪切强度。以下式表达：

$$S_r = C'_r + p\tan\phi'_r \tag{1-17-1}$$

式中：S_r——土的残余强度，kPa；

C'_r——残余粘聚力，kPa；

ϕ'_r——残余内摩擦角，(°)；

p——垂直压力，kPa。

正常固结粘土亦有此现象，但不明显，如图 1-17-1 所示。

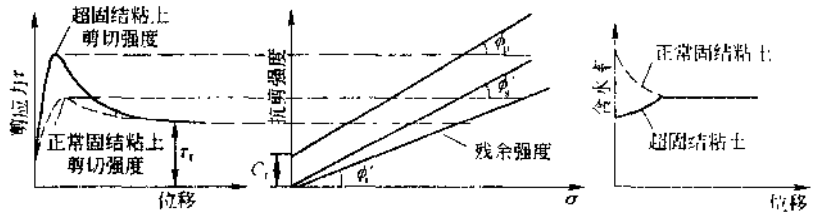


图 1-17-1　剪应力与剪切位移关系曲线

残余强度测定是随着具有泥化夹层的地基工程、硬裂隙粘土边坡的长期稳定、古滑坡地区的工程研究而提出的，正在愈益受到重视。当研究粘土和粘土类岩石由于经受地质构造运动形成的软弱(泥化)夹层、古滑坡的滑动面和因挖方形成的滑动层面的抗剪强度时，均应挖取滑动面或软弱面(泥化)处的原状土测定其残余强度，或取滑动面或软弱面处的扰动土进行重塑，测定残余强度近似值。

残余强度的室内测定方法，目前主要有三轴压缩试验、环形剪切试验和排水反复直接剪切试验三种方法。

反复直接剪切试验是以 3～4 个以上的试样在不同的垂直压力下进行反复剪切，达到大位移，分别求得剪应力的最后稳定值，以确定残余强度。

反复直接剪切试验虽然存在一定的缺点，例如，每次反复剪切有一小峰值出现，剪切面可能呈泥浆状，但它简单易行，对多数土均能测得较好的成果，因此国内外应用较广。本章主要介绍用直剪仪测定土的残余强度。

环形剪切仪是测定残余强度的一种较好的仪器。仪器的结构示意图如图 1-17-2 所示。仪器主要由剪切容器、提环开缝系统、垂直加压系统、扭力转动和剪切力矩的测量系统等组成，试验时，将一环状试样固定在上下分开的限制环中，不变的垂直压力通过扭轮承压板作用于试

样上，剪切时，试样借助齿板的摩擦力在上下环之间产生一相对的扭转剪切面。试样在剪切过程中得到一系列的扭转力矩和角位移，然后换算成抗剪强度和剪切变形。这种仪器的优点是：沿着一个方向剪切，其最大切向剪切变形可由几毫米达到数厘米，且剪切面是不变的；能较准确地测定土的残余强度。但由于仪器结构、试样制备、安装及操作等方面较繁琐，目前使用的单位极少。

利用三轴压缩仪测定土的残余强度是一种新的试验方法，称之谓三轴切面剪切试验。实验证明：用该法测得的残余强度指标与反复直剪试验所得的结果基本一致；面与环剪试验结果相比，ϕ_r 偏低，C_r 值相近。

二、反复直剪试验

1.应变控制式反复直剪仪：即在直剪仪上增加反推装置、变速装置和可逆电动机，见图 1-17-3。

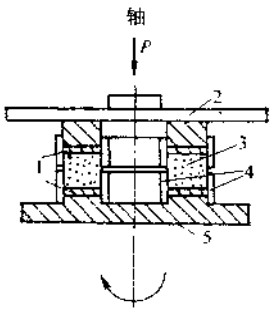


图 1-17-2 环形剪切仪示意图
1-齿板；2-扭轮承压板；3-试样；4-限制环；5-底座

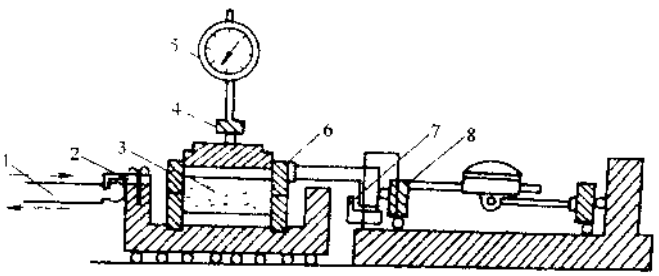


图 1-17-3 反复直剪仪示意图
1-推动轴；2-连接件；3-试样；4-加压框架；5-垂直变形位移计；6-剪切盒；7-限制连接件；8-测力计

2 试样制备：

(1)对于有软弱面的原状土，先整平土样两端，使土的顶面、底面平行土体软弱面，用环刀切取试样，当切到软弱面后向下切 10 mm，使软弱面位于试样高度的中部，密度较小的试样，下半部应略大于 10mm。

(2)对于无软弱面的原状土样，按常规试验进行切取。

(3)对于泥化夹层或滑坡层面，无法取得原状土样时，可刮取夹层或层面上的土样，制备成土膏，分层填入环刀内，边填边排气，同一组试样填入密度应相同，并取软弱面上的土样测定含水率。

(4)试样需要饱和时，按第三章程序进行。一般采用抽气饱和法。

3.试样安装、固结排水与直剪试验相同。

4.试样剪切：

(1)拔去固定销，启动电动机正向开关，粘土以 0.02mm/min，粉土以 0.06mm/min 的剪切速度进行剪切。试样每产生剪切位移 0.2～0.4mm 测记测力计及位移读数，当剪应力超过峰值后，继续剪切至位移达 8～10mm 停止剪切。

(2)第一次剪切完成后，启动反向开关，将剪切盒退回原位，插入固定销，反推速率应小于 0.6mm/min。

(3)等待半小时后,重复以上步骤,进行第二次剪切,如此反复剪切多次,直至最后两次剪切时测力计读数接近为止。对粉质粘土,需剪切 5～6 次,总剪切移量达 40～50mm;对粘性土,需剪切 3～4 次,总剪切位移量达到 30～40mm。

(4)试验结束,取出试样,描述剪切面破坏情况,测定剪后试样的含水率。

5.资料整理:

(1)按下式计算剪应力:

$$\tau = \frac{C \cdot R}{A_0} \times 10 \qquad (1\text{-}17\text{-}2)$$

式中:τ——试样所受的剪应力,kPa;

R——测力计读数(0.01mm);

A_0——试样面积,cm^2;

10——单位换算系数。

(2)绘制剪应力与剪切位移曲线,如图 1-17-4 所示。

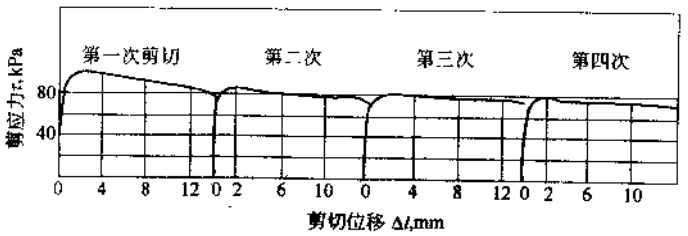


图 1-17-4 剪应力与剪切位移关系曲线

图上第一次的剪应力峰值为慢剪强度,最后剪应力的稳定值为残余强度。

(3)绘制抗剪强度与垂直压力关系曲线,如图 1-17-5 所示。直线的倾角为残余内摩擦角 ϕ'_r,直线在纵坐标上的截距为残余粘聚力 c'_r。

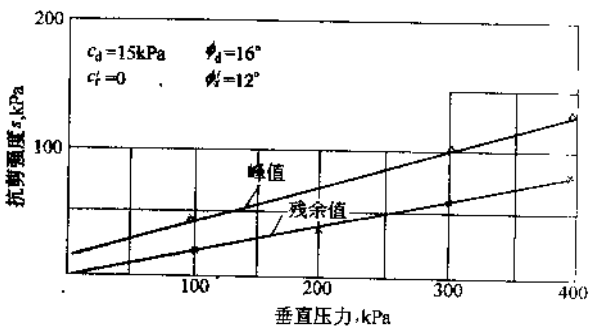


图 1-17-5 抗剪强度与垂直压力关系曲线

三、试验中应注意的问题

1.剪切速率对测定土的残余强度具有明显的影响。土达到残余强度时,其剪切面上的孔隙水压力已完全消散,土颗粒已完全定向排列,故测土残余强度的方法只能是最大剪切位移下的慢剪试验,且剪切速率要求缓慢。国内曾先后对粘土、粉质粘土进行了不同剪切速率的对比试验,其成果见图 1-17-6。从图中可以看出;粉质土、粉质粘土、粘性土的剪切速度的临界值分别为 1.0、0.06mm/min 和 0.02mm/min。肯尼(Kerney)曾采用 0.017～0.024mm/min 的速率在直剪仪上进行试验后指出,在此剪切速率范围内测得的强度值变化不大,日本学者曾用单面直剪仪对"丸の内粘土"用 7 种不种的剪切速率进行试验,试验结果表明,当剪切速率小于 0.027mm/min 时,抗剪强度稳定。国外测定残余强度的最快速率均小于 0.06mm/min。我国规定对粘性土采用 0.02mm/min,粉土采用 0.06mm/min 的剪切速率。反推速率只是复位,不测剪应力,规定为

0.6mm/min。

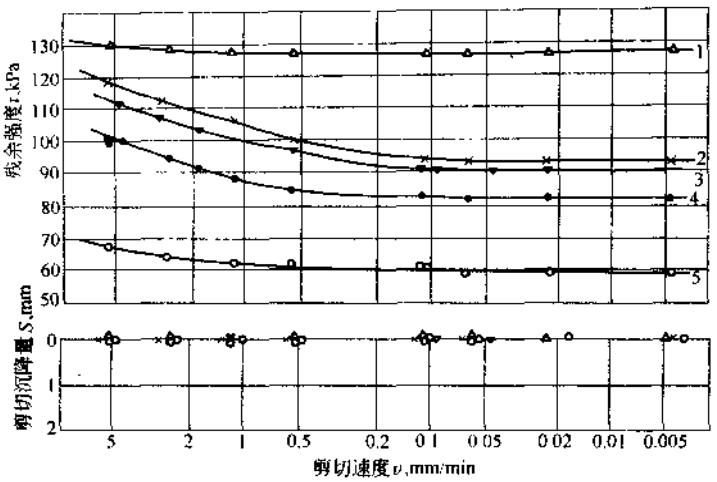


图 1-17-6　剪切速率与残余强度和剪切沉降量关系曲线

1-江苏粉质土;2-广西 8301-7 粉质粘土;3-葛州坝夹层土(原状样);4-华东粘土;5-东北粘土

(注:试样的垂直压力均为 200kPa)

2.最大剪切位移多大才能达到稳定的强度值。残余强度稳定值的基本要求是剪切面上颗粒充分定向排列。采用环剪仪进行试验时,剪切至剪应力稳定即可停止试验,而采用反复直剪试验时,强度是随着剪切次数的增加面逐降低,颗粒逐渐达到定向排列,最后强度达到稳定值。Skempton 对伦敦粘土试样剪切 6 次获得残余强度,他认为当强度达到峰值后,继续剪切到位移达 25 ~ 50mm 可降低到稳定值。Noble 在直剪仪上以 0.004mm/min 的速率进行试验,每次剪切 2.5mm,反复剪 10 ~ 15 次,总位移达 50 ~ 75mm,强度可达到稳定值。国内曾有单位以0.0224 mm/min 的速率反复剪切,试验结果表明:不同颗粒组成的试样,所需要的总位移是不一样的,一般讲粘粒含量大的试样,需要的总位移量小些,反之亦然,粉土一般需要 40 ~ 48mm,粘土 24 ~ 32mm,所以国家标准中规定最后两次剪切时测力计读数接近外,对粉质粘土要求总剪切位移量达 40 ~ 50mm,粘性土总剪切位移量达 30 ~ 40mm。

3.扰动试样的制备:研究表明,扰动试样的残余强度通常与原状试样的残余强度相接近。对同一种土,不管是正常固结还是超固结的,只要是在同一有效压力作用下,其残余强度相同,ϕ'_r 为一常数,它只与土的性质有关,而与应力历史无关,因此,在选取原状土样有困难时,可取扰动土样进行试验。但软弱夹层的滑裂面或滑坡层面是形成剪切破坏的部位,它曾经受过较大剪切位移,加之在漫长的地质历史年代中受地下水的长期作用,使滑裂面或滑坡面上土的颗粒组成以及矿物、化学成分都与滑面上下土层不同,所以选取扰动土样时,应取滑裂面或滑坡面上 1 ~ 2mm 的土进行残余强度试验。否则,所测扰动土的残余强度可能会大于滑裂面或滑坡面的实际强度值。

第十八章　无粘性土休止角试验

一、定义和适用范围

休止角是无粘性土在松散状态堆积时，其坡面与水平面所形成的最大倾角。其数值接近于疏松土样的内摩擦角。对于粒径较大的砂砾料，若无合适的仪器测定摩擦角时，通过休止角试验可大致确定其摩擦角。

本试验是测定无粘性土在风干状态或水下状态的休止角，即适用于一般不含粘粒或粉粒的纯砂土。若用于含粉粒较多的土势必会歪曲试验成果，当进行水下试验时更为明显。经验表明，对含有较多粘粒或粉粒的细砂或极细砂，所求得的水上休止角偏大，而水下休止角偏小，两者之差可达 10 余度之多，因此对此类土不应该用本法测定，而直接进行剪切试验。

二、试验方法和步骤

（一）试验方法：

测定无粘性土休止角的方法较多，常见的有以下几种：

1.圆盘法，此法是通过提起盛满试样的圆盘，以圆盘上堆积坡面所保持的最大倾角作为休止角。通常用休止角测定仪进行，操作方便，结果比较稳定，而且也近于天然的堆积情况。

2.抽板法：将砂样分隔于方箱之一侧，提起中间隔板，让砂样塌滑成一自然坡面，以此坡面与水平面所成的夹角作为休止角。此法在提起隔板时，无法避免冲力的影响，使砂样堆成较平的坡角，因而所得数值偏小。此外，由于提起隔板的速度不同，槽壁摩擦等因素的影响，使结果不稳定。

3.倾倒法：先将长方形槽翻转 45°，装好试样，并拂平其土面后慢慢地放回原位，当土料滑动停止后，其坡面的最大倾角为休止角。此法虽简单，但试验结果与操作技术有关，易使结果不稳定。当进行水下测定时，由于水的动力影响，使结果偏小。

其余还有堆积法、半锥法、活页抽板法等。上述几种方法中，目前国内通常使用的是圆盘法。

（二）操作步骤：

1.试验设备为休止角测定仪，如图 1-18-1 所示。圆盘直径为 10cm，适用于粒径小于 2mm 的无粘性土，直径 20cm，适用于粒径小于 5mm 的无粘性土。

2.取代表性的充分风干试样，选择相应的圆盘。转动制动器，使圆盘落在底盘中。

3.用小勺细心地沿着铁杆四周倾倒试样。小勺离试样表面的高度保持在 1cm 左右，直到圆盘外缘完全堆满为

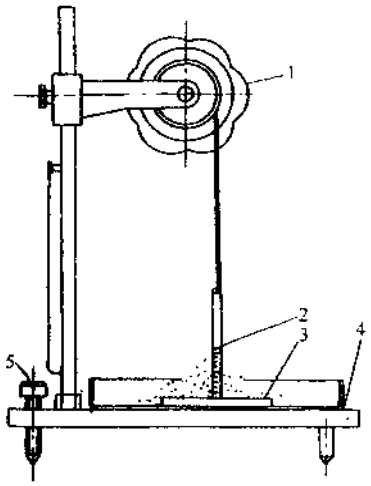


图 1-18-1　休止角测定仪
1-制动器；2-铁杆；3-圆盘；4-底盘；5-水平螺丝

止。

4.慢慢转动制动器，使圆盘平稳升起，直至离开底盘内的试样为止，测记锥顶与铁杆接触处的刻度($\tan\alpha_0$)。

5.如果测定水下状态的休止角，先将盛上圆盘慢慢地沉入水槽内，水槽内水面应在铁杆的零刻度处，然后按上述步骤进行，当锥体顶端达水面时，测记锥顶与铁杆接触处的刻度($\tan\alpha_m$)。

6.将测得的 $\mathrm{tg}\alpha_0$ 和 $\mathrm{tg}\alpha_m$ 换算成休止角。也可按下式计算休止角：

$$\tan\alpha_0 = \frac{2h}{d} \tag{1-18-1}$$

式中：h——试样堆积圆锥高度，cm；

d——圆锥底面直径，cm。

三、试验中的几个问题

(一)圆盘直径与试样粒径的关系：圆盘直径愈大，测得的结果愈准确，为了保证试验成果的准确，圆盘直径的下限应视试样粒径的上限而定。目前国内通用圆盘直径为 10cm 的休止角测定仪，并规定适用于粒径小于 2mm 的无粘性土。但在很多工程中会遇到粒径大于 2mm 的无粘性土，因此规定一种圆盘直径为 20cm，适用于粒径小于 5mm 的无粘性土。若遇到大于 5mm 粒径的无粘性土，可以在工地上以堆积法测定休止角。

(二)在圆盘四周倾倒试样时，圆盘下有无底盘，对试验成果有较大的影响。所谓有底盘，即将圆盘降到底盘中间，沿铁杆四周倾倒试样直到圆盘与铁杆的刻度完全被试样埋设为止，然后慢慢提起圆盘，如图 1-18-2 所示。这种方法由于受底盘的限限，使圆盘四周堆积的试样较

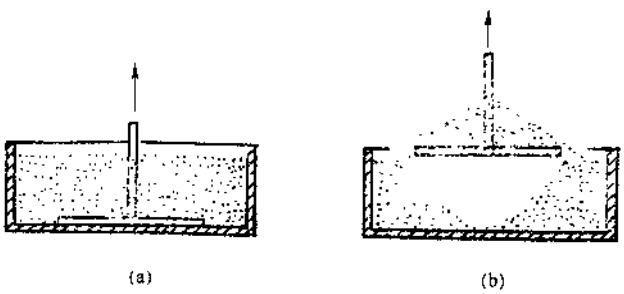


图 1-18-2 有底盘测定法

多，因此在试样自重作用的影响下，使靠近圆盘的试样密度比在松散状态时大，这样测得的休止角偏高。所谓无底盘，即将圆盘降到一个水平面上，沿铁杆四周倾倒试样，待试样刚刚堆满圆盘，马上慢慢提起，如图 1-18-3 所示，这样可克服有底盘的缺点，但试验过程中清理试样不方便。因此，在试验中可采用带底盘的设备，按无底盘的方法进行倒入试样，可以避免底盘的影响。

(三)水下休止角测定时，倒入试样的方法也有两种。一种是先将圆盘放入注满清水的水槽内，将试样从水面上徐徐倒入圆盘上，待堆满后慢慢提起，测定休止角。这种方法较难得到准确的结果，因为砂样常会有一部分微小的颗粒，倒入试样时由于浮力及水动力的作用，将漂浮在水中，经较长时间才能沉到槽底，致使试样级配发生变化。另一种是将干燥状态的试样堆成锥体后，再沉入注满清水的水槽里，然后慢慢提起，测定休止角，这种方法能克服前一种方法

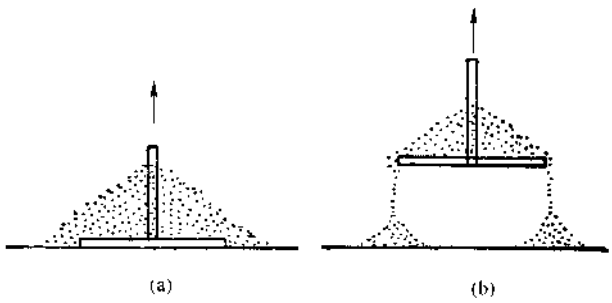


图 1-18-3　无底盘测定法

的缺点。一般常用后一种方法。

第十九章　毛管水上升高度试验

一、定义与目的

土的毛管水上升高度是水在土孔隙中因毛管作用而上升的最大高度。土中毛管现象是由于土粒与水分子之间的相互吸引力以及水的表面张力而产生的。

毛管水上升高度试验可以求出土内毛管水的上升高度及其上升速度。用于估测地下水位升高时，某些地区是否会变成沼泽或盐碱化，建筑物有无被浸湿的可能性等问题，并用来推算降低地下水位的必要深度。

土中毛管水的上升高度和速度与土的孔隙大小、结构、交换性阳离子的组成、水化学成分、温度、土的孔隙中的吸附空气等有关。

在一般土中，毛管水的上升高度随孔隙的变小而增高，但在高分散性的粘土中，土粒之间的孔隙大部分为粘结水所充满，或具有复杂的胶结物质，使毛管水不能上升，所以它的上升高度达不到 2m。毛管作用在粗粒土中不明显，在不密实的粉土中最为显著，而粘性土中的毛管现象，需要进一步深入研究。

二、试验方法

测定毛管水上升高度的方法一般分为两类，正水头作用和负水头作用。试验原则都是根据毛管水的弯月面所能支持的水柱重力面算出毛管水的上升高度。

正水头作用的试验法是使土中毛管水弯月面支持上升的水柱。常用的是直接观测法，适用于砂性土。

负水头作用的试验法是使土中毛管水弯月面支持下降的水柱。常用的是土样管法，适用于原状土或扰动的细砂、极细砂及粘性土，不适用于粘性大的粘土。

(一)直接观测法

1.仪器设备主要为毛管仪，见图 1-19-1。厚壁玻璃管内径 2～3cm，长 100cm，底端用金属网包住。

2.取代表性风干砂土约 1.5kg，使其分散。借漏斗分数次装入玻璃管中，并用棒轻轻捣实、使密度均匀，达到要求的干密度。

3.将玻璃管垂直插入玻璃杯中，管身用支架固定。在玻璃杯中注入水，水面应高出管底 1cm 左右，在试验过程中水面须保持不变。

4.注水入杯后，经 5.10.20.30.60(min)，以后每隔数小时，根据玻璃管中砂土颜色的深浅，测记各时间毛管水上升最高点的高度(以杯中水面为基点)，直至上升稳定为止。

(二)土样管法

1.仪器设备为土样管毛管仪，见图 1-19-2。

2.关管夹 A、B、C。供水瓶中注满水，取代表性的风干土样 500g 左右，经分散后分数次倒入玻璃筒中，并逐次捣实，使其均匀，达到要求的密度，直至试样高度达 8.0cm 为止，测定试样

密度。如是原状试样，可用切土筒取试样高 8cm 后，将试样推入玻璃筒，使其距玻璃筒上端约 2cm，四周间隙用蜡密封，使其不漏气。玻璃筒下口用铺有筛布的橡皮塞塞紧，并采用封密措施。土中含有较多粘土颗粒时，则在筛布上铺一层粗砂缓冲层。此时，直尺零点与缓冲层顶齐平。

3. 开管夹 A、B，使水缓缓地经测压管上升到试样下部，排尽管内空气至排气管流出的水中无气泡时，关 A、B。

4. 慢慢开或关管夹 B，使水缓慢地由下而上地饱和试样，至试样表面见水时，关 B。

5. 慢慢开管夹 C，使右边测压管之水面逐渐下降，至管内水面停止下降或开始升高时，测记此时测压管水面读数，即为毛管水上升高度。

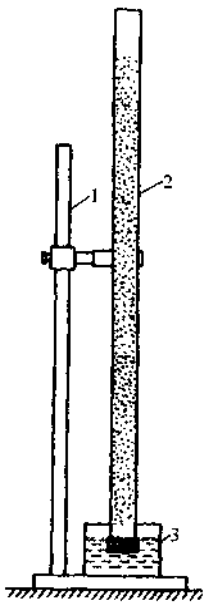


图 1-19-1　毛管仪

1-支架；2-厚壁玻璃管；3-玻璃杯

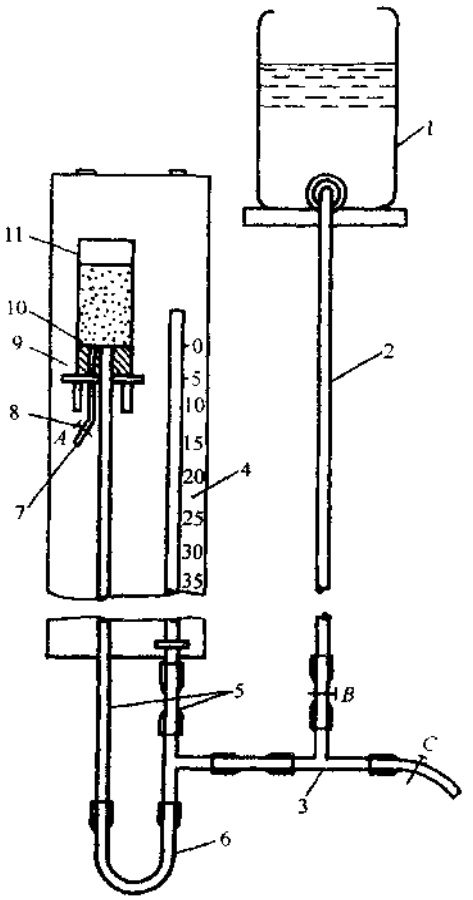


图 1-19-2　土样管毛管仪

1-供水瓶；2-玻璃管；3-三通接头；4-直尺；5-测压管；6-橡皮管；7-排气管；8-管夹；9-橡皮塞；10-筛布；11-玻璃筒

6. 重复 3～5 步骤，取两次结果的平均值。

三、试验中注意的问题

1. 用直接观测法进行毛管水上升高度试验可以求出毛管水上升高度和速度的关系。粒径大的砂土，上升高度小，达到最大上升高度所需的时间短。反之，粒径小的砂土，上升高度大，

而所需时间长。但不管何种情况，一般上升速度在开始时较快，达到最高值时，速度变慢，为此，试验过程中可随时绘制高度与时间的关系曲线。当曲线已成平缓或趋近平缓时，可按延长线趋势估计毛管水的上升高度。

2.试验过程中由于毛管水区域内的砂土受到毛管压力的作用，试样体积缩小，甚至整个砂柱发生沉降，随着毛管水上升高度的增加，毛管压力的作用范围和数值也加大，砂土体积的压缩就越大，至毛管水上升稳定时，其体积压缩最大，故试验后砂土的孔隙比变小，但处在毛管水区域上面的砂土，没有受到毛管压力作用，所以仍能保持其原来的孔隙比，因此与毛管上升高度相应的孔隙比应以试验后的孔隙比为标准。

3.土样管法中玻璃筒底端橡皮塞上的筛布网格不能太小，如果网格小于土的孔隙，则将影响土的毛管水上升高度。如果试样中细粒较多，为防止土粒通过筛布掉入水中，可在筛布上铺一层粗砂缓冲层。

4.测压管中水柱下降速度的快慢与打开管夹 C 的松紧程度有关。试验开始时，可松些，水面的下降速度略大些，至估计水面的降落已达到毛管水上升高度的一半时，应将速度降低，需调正管夹 C 的松紧程度，以便准确地测定毛管水上升高度。当水流经过 C 夹外流，至右边测压管内水面降到一定高度后，空气就从孔隙中进入土样，因土样下面有橡皮塞，所以空气开始进入试样底面是看不到的。在这一过程中，右边测压管中水面的下降速度渐趋缓慢，以至停止下降，至空气进入试样底面时，右边测压管中的水面又开始上升。当水面开始由下降转向上升，左边测压管的水位即下降，由于毛管水弯月面的破坏是在试样底面下，所以估算毛管水上升高度应从试样底面算起。

第二十章　土的化学性试验

第一节　概　　述

物质的力学性质不仅与外力的作用有关，而且与物质的成份、结构以及与介质的相互作用（物理化学作用）密切相关。作为分散系的土的力学性质更是如此。近几十年来，对土的物质成分、结构以及土粒与介质溶液间的物理化学作用及其与力学性质的关系，进行了大量的研究，已发展成为土力学研究的一个重要方面。国内，在这方面结合工程实践也对某些土的物质成分、结构特性和物理化学性质及其与工程性质的关系，作过不同程度的研究，这些成果对于解决工程实际问题，都起到一定的作用。在有关的试验方面也积累了一定的经验。化学分析的试验项目大致包括易溶盐总量及其离子组成测定，中溶盐石膏的测定、难溶盐碳酸钙的测定、酸碱度及有机质的测定等。先介绍这些试验项目的工程意义。

一、易溶盐及中溶盐（石膏）对土的工程性质的影响

土中易溶盐包括所有的氯化物盐类，易溶的硫酸盐类和碳酸盐类。这些盐类既可以呈固态，也可以呈液态存在于土中，而且经常相互转化。它们溶解于孔隙溶液中的阳离子与土粒表面吸附的阳离子之间，可以互相置换，并处于动平衡状态。因此，易溶盐的含量、成分和状态及其变化，对土粒表面扩散双电层的性状和结构联结的特性等有较大的影响，从而引起土的物理力学性质也发生变化。

土中易溶盐含量较高，孔隙溶液电解质浓度较大时，可以压抑土粒表面的双电层，使土粒间斥力减弱，吸引力增大，促进相互凝聚并加强结构联结，使土具有较高的力学强度。但是，当盐类受到水的溶滤时，孔隙溶液中电解质浓度降低，土粒表面双电层随之扩展，斥力增大，结构联结减弱，并趋于分散，导致土的力学强度降低，所以易溶盐含量较高的土，不宜于作为工程土料。在选用工程土料和地基时，必须要了解土中的易溶盐含量。

易溶性的氯化物、硫酸盐和碳酸盐的工程性质也不相同，氯化物有很大的溶解度和吸水性，它们可以从空气中逐渐吸收水分而使本身的重量增加，其中以氯化钙最显著，因此富含氯化物的土能获得较多的水分，且不易蒸发。在干旱地区，对夯实工作是有利的。氯化物在各种温度下溶解度变化不大，不致因气候骤冷而析出大量结晶而使土体膨胀。硫酸盐在干燥状态无吸水性，但它们从溶液中结晶析出时，会有大量结晶水，因而体积增大，这些结晶水在温度较高时便可脱出，成为无水的硫酸盐，体积就缩小。硫酸盐的溶解度随温度不同而发生急剧变化。因此，在温度下降时，可析出大量结晶，这些易变的特性，对工程建筑是不利的。易溶性的碳酸盐主要为碳酸钠和重碳酸钠，其溶液呈较强的碱性，是土的天然分散剂，能减弱或破坏土粒间的结构联结，使之分散，对土的工程性质产生不良的影响。

石膏虽不属于易溶盐的范畴，但它易受水溶滤，溶滤后对工程带来的影响也是比较严重的。硫酸钙结晶是混凝土被浸蚀的原因之一。含有大量结晶水的硫铝酸钙的生成，会导致混

凝土的破坏。所以在有些工程中，不宜采用含有较多硫酸盐的土料。

二、难溶盐对土的工程性质的影响

难溶盐主要是指钙、镁的碳酸盐，一般将它们看作为胶结物质，对于土的物理力学性质有很大影响。土的性质随着碳酸盐含量的增加，其分散度、液塑限、压缩性减小，而摩擦系数和渗透系数增大。当这些盐类以包膜的形式覆盖在土粒表面时，土粒之间通过它们连接起来，这种连接有较高的物理力学稳定性和力学强度。研究表明：钙镁碳酸盐的包膜可将粘土矿物薄片胶结成比较大的厚实粒团，而除去碳酸盐后，大粒团分散成小而透明的薄片。同时，经钙镁碳酸盐胶结的团粒，由于 结构的物理化学连接强度较高，在水中比较稳定不易分散，但将它们除去后，土粒在水中的分散度可增加一倍以上。这些都说明，钙镁碳酸盐对土的性质的影响不仅与其含量有关，而且还同它们的分布状态有关。

三、酸碱度对土的工程性质的影响

酸碱度是了解土的物理化学性质和工程性质的一项重要的指标。土呈碱性时，往往与土中含有较多的碱金属碳酸盐和交换性碱金属离子有关。此时，土粒表面易于形成较扩展的扩散双电层，使它们趋于分散状态。这种土分散度高，塑性较大，遇水膨胀、失水收缩的特性比较明显，抗剪强度不高。而酸性土，如我国南方的红色粘土，孔隙溶液中氯离子浓度较高，交换性阳离子以铝为主。此时，土粒扩散双电层受到限制有利于凝聚，面土粒的边、角部位显正电性，土粒之间可通过带正电的边、角与带负电的基面的静电力相吸引而较牢固地连接，具有较高的力学强度。它们的击实性较差。另外酸性土对混凝土有一定的腐蚀作用。所以，酸碱度对土的工程性质有重大影响。

四、有机质对土的工程性质的影响

土中有机质的组成极为复杂，包括未经分解的动植物残体直至高度分解的腐植质等各种有机化合物。这些有机质在土中有的呈游离状态，有的则与矿物颗粒相结合。一般认为，土中有机质含量较高时，其工程性质是欠佳的。如会有大量有机质的泥炭土，由于它们的分散度高，表面积大，吸附性强，具有海绵性状，所以表现出含水率高、干密度小、孔隙比大，膨胀性和收缩性强烈，压缩性大，承载力小等一系列特殊的工程性质。在工程建筑上对土中有机质的含量是有限制性的规定。

第二节　易溶盐测定

一、易溶盐总量的测定

(一)浸出液提取

用水提取易溶盐时，需要选择适当的土水比例和浸提时间，力求将易溶盐完全溶解出来，同时尽可能不使中溶盐、难溶盐溶解，尽量防止浸出液中的离子与土粒上吸附的离子发生交换反应。

1.各种盐类在水中的溶解度差异悬殊，因而有可能利用控制土水比例的方法将易溶盐与中溶盐、难溶盐分离开来，加水量愈小，中、难溶盐与易溶盐一同被浸提出来的可能性愈小。从

尽可能接近土中易溶盐的真实含量和组成比例而言，采用加水量少的土水比例浸提最佳，但给操作带来很大困难，特别是粘土。国内普遍采用的土水比例是1:5。

2.在同一土水比例下，浸提时间不同，所得的结果亦有差异。浸提时间愈长，中溶盐和难溶盐等被浸提的可能愈大，土粒和水溶液间离子交换反应愈显著，由此而产生的误差愈大，所以浸提时间宜短不宜长。前人研究表明，对于土中易溶盐的浸提，2～3min即可，目前一般土水比例为1:5，浸提时间为3min。

3.浸提液制取：取过2mm筛下的风干试样50～100g，置于广口瓶中，按土水比例1:5加纯水，搅匀，在振荡器上振荡3min后抽气过滤。将滤纸用纯水浸湿后贴在漏斗底部，漏斗装在抽滤瓶上，联通真空泵抽气，使滤纸与漏斗紧贴，将振荡后的试样摇匀，倒入漏斗中抽气过滤，过滤时漏斗用表面皿盖好。所得的透明滤液，即为试样浸出液，贮于细口瓶中供分析用。

（二）易溶盐总量测定

1.总量的测定主要有烘干法和电导法。烘干法不需要特殊的仪器设备，测定的结果比较精确，在室内试验中广泛应用。电导法虽然简单快速，但易溶盐属多盐性混合物，其摩尔电导率因盐性不同而异，因此测得电导率与实际含量，因盐性不定比例而存在着不稳定的差异。

烘干法是按一定土水比例，用水将土中易溶盐类浸出、烘干、称重，所称得的烘干物质作为易溶盐的总量。

2.易溶盐总量测定：用移液管吸取试样浸出液50～100ml，注入蒸发皿中，盖上表面皿，放在水浴锅上蒸干。当蒸干残渣中呈现黄褐色时，应加入15%双氧水1～2ml，继续蒸干，直至黄褐色消失。将蒸发皿放入烘箱，在105～110℃温度下烘4～8h，取出后放入干燥器中冷却，称蒸发皿和试样总质量，再烘2～4h，再取出称量，直至最后相邻两次质量差值不大于0.0001g。

若浸出液蒸干残渣中含有大量结晶水时，将使测值偏高，此时，可取两个蒸发皿，一个加浸出液50ml，另一个加纯水50ml，然后各加入等量2%的碳酸钠溶液，搅拌均匀后，按上述步骤在180℃温度下烘干。

3.易溶盐总量的计算：

$$W = \frac{(m_2 - m_1)\frac{V_w}{V_s}(1 + 0.01w)}{m_s} \times 100 \qquad (1\text{-}20\text{-}1)$$

式中：W——易溶盐总量，%；

V_w——浸出液用纯水体积，ml；

V_s——吸收浸出液体积，ml；

m_s——风干试样质量，g；

w——风干试样含水率，%；

m_2——蒸发皿加烘干试样质量，g；

m_1——蒸发皿质量，g。

4.若用2%碳酸钠处理后的易溶盐总量按下式计算：

$$W = \frac{(m_3 - m_4)\frac{V_w}{V_s}(1 + 0.01w)}{m_s} \times 100 \qquad (1\text{-}20\text{-}2)$$

式中：m_3——蒸干后试样加碳酸钠质量，g；

m_4——蒸干后碳酸钠质量，g；

其余符号意义见式(1-20-1)。

二、碳酸根和重碳酸根的测定

(一)碳酸根和重碳酸根用双指示剂中和滴定法测定

该法是利用碱金属碳酸盐和重碳酸盐水解时碱性强弱不同,用酸分步滴定,并以不同指示剂指示终点,由标准酸液用量算出碳酸根和重碳酸根的含量。

碳酸根和重碳酸根的测定应在浸出液过滤后立即进行,否则将由于大气中的二氧化碳的浸入或浸出液 PH 的变化,引起二氧化碳释出而影响试验结果。

(二)碳酸根和重碳酸根测定所用的试剂

1.甲基橙指示剂(0.1%):0.1g 甲基橙溶于 100ml 纯水中。

2.酚酞指示剂(0.5%):0.5g 酚酞溶于 50ml 95%的乙醇中,用纯水稀释至 100ml。

3.硫酸标准溶液:将 3ml 浓硫酸加入适量纯水中,然后继续用纯水稀释至 1000ml。

4.硫酸标准溶液的标定:称预先在 160~180℃温度下烘 2~4h 的无水碳酸钠 3 份,每份 0.1g,精确至 0.0001g,放入 3 个锥形瓶中,各加纯水 20~30ml,再各加甲基橙指示剂 2 滴,用配制好的硫酸标准溶液滴定至溶液由黄色变为橙色为终点,记下硫酸标准溶液用量。按下式计算硫酸标准溶液的准确浓度:

$$c_H = \frac{m \times 1000}{V_H \cdot M}$$

式中:c_H——硫酸标准溶液浓度,mol/L;

V_H——硫酸标准溶液用量,ml;

m——碳酸钠的用量,g;

M——碳酸钠的摩尔质量,g/mol。

计算准确至 0.0001mol/L,三个平行滴定,误差不大于 0.05ml,取三个算术平均值作为硫酸标准溶液的浓度。

硫酸标准溶液也可用标定过的氢氧化钠标准溶液标定,也可以用盐酸标准溶液。

(三)碳酸根和重碳酸根的测定

1.用移液管吸取试样浸出液 25ml,注入锥形瓶中,加酚酞指示剂 2~3 滴,摇匀,试液如不显红色,表示无碳酸根存在,如果显红色,即用硫酸标准溶液滴定至红色刚褪去为止,记下硫酸标准溶液用量,准确至 0.05ml。

2.在加酚酞滴定后的试液中,加甲基橙指示剂 1~2 滴.继续用硫酸标准溶液滴定至试液由黄色变成橙色为终点,记下硫酸标准溶液用量,准确至 0.05ml。

3.碳酸根的含量按下式计算:

$$b(CO_3^{-2}) = \frac{2V_1 C_H \frac{V_w}{V_s}(1 + 0.01w) \times 1000}{m_s} \qquad (1\text{-}20\text{-}3)$$

$$CO_3^{-2} = b(CO_3^{-2}) \times 10^{-3} \times 0.060 \times 100 \quad (\%)$$

或 $$CO_3^{-2} = b(CO_3^{-2}) \times 60 \quad (mg/kg\ 土)$$

式中:$b(CO_3^{-2})$——碳酸根的质量摩尔浓度,mmol/kg 土;

CO_3^{-2}——碳酸根的含量,%或 mg/kg 土;

V_1——酚酞为指示剂滴定硫酸标准溶液的用量,ml;

V_s——吸取试样浸出液体积，ml；

V_w——浸出液用纯水体积，ml；

10^{-3}——换算因数；

0.060——碳酸根的摩尔质量，kg/mol；

60——碳酸根的摩尔质量，g/mol。

计算准确至0.01mmol/kg土和0.001%或1mg/kg土，平行滴定误差不大于0.1ml，取算术平均值。

4.重碳酸根的含量按下式计算：

$$b(HCO_3^-) = \frac{2(V_2 - V_1)c(H_2SO_4)\dfrac{V_w}{V_s}(1 + 0.01w) \times 1000}{m_s} \qquad (1\text{-}20\text{-}4)$$

$$HCO_3^- = b(HCO_3^-) \times 10^{-3} \times 0.061 \times 10 \quad (\%)$$

或

$$HCO_3^- = b(HCO_3^-) \times 61 \quad (mg/kg\ 土)$$

式中：$b(HCO_3^-)$——重碳酸根的质量摩尔浓度，mmol/kg土；

HCO_3^-——重碳酸根的含量，%或mg/kg土；

10^{-3}——换算因数；

V_2——甲基橙为指示剂滴定硫酸标准溶液的用量，ml；

0.061——重碳酸根的摩尔质量，kg/mol；

61——重碳酸根的摩尔质量，g/mol。

计算准确至0.01mmol/kg土和0.001%或1mg/kg土。平行滴定误差不大于0.1ml，取算术平均值。

三、氯根的测定

（一）氯根用硝酸银滴定法测定，以铬酸钾为指示剂

该法是根据铬酸银与氯化银的溶解度不同，以铬酸钾为指示剂用硝酸银滴定氯根时，氯化银首先沉淀，待其完全后，多余的银离子才能生成砖红色铬酸银沉淀，此时即表明氯根滴定已达终点。

由于有微量的硝酸银与铬酸钾反应指示终点，因此需要进行空白试验以减去消耗于铬酸钾的硝酸银用量。

（二）氯根测定所用的试剂

1.铬酸钾指示剂（5%）：取5g铬酸钾溶于适量纯水中，然后逐渐加入硝酸银标准溶液至出现砖红色沉淀为止。放置过夜后过滤，滤液用纯水稀释至100ml，贮于滴瓶中。

2.硝酸银标准溶液：取预先在105～110℃温度下烘30min的分析纯硝酸银3.3974g，通过漏斗冲洗入1L溶量瓶中，待溶解后，用纯水稀释至1000ml，贮于棕色瓶中，硝酸银的浓度为0.02mol/L。

3.重碳酸钠溶液：取重碳酸钠1.7g溶于纯水中，并稀释至1000ml，其浓度约为0.02mol/L。

4.甲基橙指示剂（0.1%）：0.1g甲基橙溶于100ml纯水中。

（三）氯根的测定

1.吸取试样浸出液25ml于锥形瓶中，加甲基橙指示剂1～2滴，逐滴加入0.02ml/L浓度的重碳酸钠至溶液呈纯黄色（控制PH值为7），再加入铬酸钾指示剂5～6滴，用硝酸银标准溶液滴定至生成砖红色沉淀为终点，记下硝酸银标准溶液的用量。

2.另取纯水 25ml,按上条步骤操作,作空白试验。

3.氯根的含量按下式计算:

$$b(Cl^-) = \frac{(V_1 - V_2)c(AgNO_3)\dfrac{V_w}{V_s}(1 + 0.01w) \times 1000}{m_s} \qquad (1\text{-}20\text{-}5)$$

$$Cl^- = b(Cl^-) \times 10^{-3} \times 0.0355 \times 100 \quad (\%)$$

或 $$Cl^- = b(Cl^-) \times 35.5 \quad (mg/kg\ 土)$$

式中:$b(Cl^-)$——氯根的质量摩尔浓度,mmol/kg 土;

Cl^-——氯根的含量,%或 mg/kg 土;

V_1——浸出液消耗硝酸银标准溶液的体积,ml;

V_2——纯水(空白)消耗硝酸银标准溶液的体积,ml;

0.0355——氯根的摩尔质量,kg/mol;

35.5——氯根的摩尔质量,g/mol。

计算准确至 0.01mmol/kg 土和 0.001%或 1mg/kg 土,平行滴定误差不大于 0.1ml,取算术平均值。

四、硫酸根的测定

(一)硫酸根的测定应根据硫酸根的估测结果选用不同方法

当硫酸根含量大于、等于 0.025%(相当于 50mg/L)的土,用 EDTA 络合容量法;硫酸根含量小于 0.025%(相当于 50mg/L)的土,用比浊法。

EDTA 络合容量法是用过量的氯化钡使溶液中的硫酸根沉淀完全,再用 EDTA 标准溶液在 PH = 10 时以铬黑 T 为指示剂滴定过量的钡离子,最后由净消耗的钡离子计算硫酸根含量。

比浊法是使氯化钡与溶液中硫酸根形成硫酸钡沉淀,然后在一定条件下使硫酸钡分散成较稳定的悬浊液,在比色计中测定其浊度,按照浊度查标准曲线计算硫酸根的含量。

用 EDTA 标准溶液滴定过量的钡离子,以铬黑 T 为指示剂时,由于钡离子指示剂阴离子铬合不稳定,终点不明显,需加入镁使终点清晰,故沉淀硫酸根时采用钡镁混合剂。

在比浊法操作中,沉淀搅拌时间、搅拌速度、试剂用量等都需严格控制,否则将会引起较大的误差。

(二)EDTA 络合容量法

1.EDTA 络合容量法测定所用的试剂:

(1)1:4 盐酸溶液:将 1 份浓盐酸与 4 份纯水互相混合均匀。

(2)钡镁混合剂:取 1.22g 氯化钡和 1.02g 氯化镁,一起通过漏斗用纯水冲洗入 500ml 容量瓶中,待溶解后继续用纯水稀释至 1000ml。

(3)氨缓冲溶液:取 70g 氯化铵放入烧杯中,加适量纯水溶解后移入 1000ml 量筒中,再加入分析纯浓氨水 570ml,最后用纯水稀释至 1000ml。

(4)铬黑 T 指示剂:取 0.5g 铬黑 T 和 100g 预先烘干的氯化钠,互相混合研细均匀,贮于棕色瓶中。

(5)锌基准溶液:取预先在 105~110℃温度下烘干的分析纯锌粉(粒)0.6538g 置于烧杯中,小心地分次加入 1:1 盐酸溶液 20~30ml,置于水浴上加热至锌完全溶解,然后移入 1000ml 容量瓶中,用纯水稀释至 1000ml,即得锌基准溶液,其浓度为 0.0100mol/L。

(6)EDTA 标准溶液：取乙二铵四乙酸二钠 3.72g 溶于热纯水中，冷却后移入 1000ml 容量瓶中，再用纯水稀释至 1000ml。然后标定：用移液管吸取 3 份锌基准溶液，每份 20ml，分别置于 3 个锥形瓶中，用适量纯水稀释后，加氨缓冲溶液 10ml，铬黑 T 指示剂少许，再加入 95% 乙醇 5ml，然后用 EDTA 标准溶液滴定至溶液由红色变亮蓝色为终点，记下用量。按下式计算 EDTA 标准溶液的浓度：

$$c(\text{EDTA}) = \frac{V(Zn^{2+}) \cdot c(Zn^{2+})}{V(\text{EDTA})} \qquad (1\text{-}20\text{-}6)$$

式中：c(EDTA)——EDTA 标准溶液浓度，mol/L；

V(EDTA)——EDTA 标准溶液用量，ml；

$c(Zn^{2+})$——锌基准溶液的浓度，mol/L；

$V(Zn^{2+})$——锌基准溶液的用量，ml。

计算准确至 0.0001mol/L，3 份平行滴定误差不大于 0.05ml，取算术平均值。

(7)乙醇：95% 分析纯。

(8)1∶1 盐酸溶液：取 1 份盐酸与 1 份水混合均匀。

(9)5% 氯化钡溶液：取 5g 氯化钡溶解于 100ml 纯水中。

2.EDTA 络合容量法测定：

(1)硫酸根含量的估测：取浸出液 5ml 于试管中，加入 1∶1 盐酸溶液 2 滴，再加 5% 氯化钡溶液 5 滴，摇匀，按表 1-20-1 估测硫酸根含量。当硫酸根含量大于、等于 50mg/L 时，按以下步骤进行测定。

硫酸根估测方法选择与试剂用量表 表 1-20-1

加氯化钡后溶液混浊情况	SO_4^{2-} 含量(mg/L)	测定方法	吸取土浸出液(ml)	钡镁混合剂用量(ml)
数分钟后微混浊	<10	比浊法	—	—
立即呈微混浊	25~50	比浊法	—	—
立即混浊	50~100	EDTA	25	4~5
立即沉淀	100~200	EDTA	25	8
立即大量沉淀	>200	EDTA	10	10~12

(2)吸取一定量试样浸出液于锥形瓶中，用适量纯水稀释后，投入刚果红试纸一片，滴入 1∶4盐酸溶液至试纸呈蓝色，再过量 2~3 滴，加热煮沸，趁热由滴定管准确加过量的钡镁混合剂，边滴边摇，直至预计的需要量(注意滴入量至少应过量 50%)，继续加热微沸 5min，取下冷却静置 2h，加氨缓冲溶液 10ml，铬黑 T 指示剂少许，95% 乙醇 5ml，摇匀，再用 EDTA 标准溶液滴定至试验由红色变为天蓝色为终点，记下用量 V_1(ml)。

(3)另取一个锥形瓶加入适量纯水，投刚果红试纸一片，滴加 1∶4 盐酸溶液至试纸呈蓝色，再过量 2~3 滴。由滴定管准确加入与(2)步骤等量的钡镁合剂，然后加氨缓冲溶液 10ml，铬黑 T 指示剂少许，95% 乙醇 5ml，摇匀，再用 EDTA 标准溶液滴定至试液由红色变为蓝色为终点，记下用量 V_2(ml)。

(4)再取一个锥形瓶加入与(2)步骤等体积的试样浸出液，加入氨缓冲溶液 5ml，摇匀后加入铬黑 T 指示剂少许，95% 乙醇 5ml，充分摇匀，用 EDTA 标准溶液滴定至试液由红色变为亮蓝色为终点，记下用量 V_3(ml)。

(5)硫酸根的含量按下式计算：

$$b(SO_4^{2-}) = \frac{(V_3 + V_2 - V_1)c(EDTA) \cdot \frac{V_w}{V_s}(1 + 0.01w) \times 1000}{m_s} \qquad (1\text{-}20\text{-}7)$$

$$SO_4^{2-} = b(SO_4^{2-}) \times 10^{-3} \times 0.096 \times 100 \quad (\%)$$

或 $$SO_4^{2-} = b(SO_4^{2-}) \times 96 \quad (mg/kg\ 土)$$

式中：$b(SO_4^{2-})$——硫酸根的摩尔浓度，mmol/kg 土；

SO_4^{2-}——硫酸根的含量，%或 mg/kg 土；

V_1——浸出液中钙镁与钡镁合剂对 EDTA 标准溶液的用量，ml；

V_2——用同体积钡镁合剂(空白)对 EDTA 标准溶液的用量，ml；

V_3——同体积浸出液中钙镁对 EDTA 标准溶液的用量，ml；

0.096 和 96——硫酸根的摩尔质量，kg/mol 或 g/mol。

计算准确至 0.01mmol/kg 土和 0.001%或 1mg/kg 土，平行滴定误差不大于 0.1ml，取算术平均值。

(三)比浊法测定

1.比浊法测定所用的试剂：

(1)悬浊液稳定剂：将浓盐酸 30ml，95%乙醇 100ml，纯水 300ml，氯化钠 25g，混匀的溶液与 50ml 甘油混合均匀。

(2)结晶氯化钡：将氯化钡结晶过筛取粒径在 0.6～0.85mm 之间的晶粒。

(3)硫酸根标准溶液：取预先在 105～110℃温度下烘干的无水硫酸钠 0.147g，用纯水通过漏斗冲洗入 1000ml 容量瓶中，溶解后，继续用纯水稀释至 1000ml，此溶液中硫酸根含量为 0.1mg/mol。

2.比浊法测定

(1)标准曲线的绘制：用移液管分别吸取硫酸根标准溶液 5.10.20、30、40ml 注入 100ml 容量瓶中，均用纯水稀释至刻度，制成硫酸根含量分别为 0.5、1.0、2.0、3.0、4.0mg/100ml 的标准系列。然后分别移入烧杯中，各加悬浊液稳定剂 5.0ml 和一量匙的氯化钡结晶，置于磁力搅拌器上搅拌 1min，以纯水为参比，在光电比色计上用紫色滤光片(如用分光光度计，则用 40～50mm 的波长)进行比浊，在 3min 内每隔 30s 测读一次悬浊液吸光值，取稳定后的吸光值。再以硫酸根含量为纵坐标，相对应的吸光值为横坐标，绘制标准曲线。

(2)硫酸根含量的测定：用移液管吸取试样浸出液 100ml(硫酸根含量大于 4mg/ml 时，应少取浸出液而用纯水稀释至 100ml)置于烧杯中，按(1)的标准系列溶液加悬浊液稳定剂等一系列步骤进行，以同一试样浸出液为参比，测定悬浊液的吸光值，取稳定后的读数，由标准曲线查得相应的硫酸根的含量(mg/100ml)。

(3)硫酸根的含量按下式计算：

$$SO_4^{2-} = \frac{m(SO_4^{2-}) \frac{V_w}{V_s}(1 + 0.01w) \times 100}{m_s \times 10^3} \quad (\%) \qquad (1\text{-}20\text{-}8)$$

或 $$SO_4^{2-} = (SO_4^{2-}\%) \times 10^6 \quad (mg/kg\ 土)$$

$$b(SO_4^{2-}) = (SO_4^{2-}\%/0.096) \times 1000$$

式中：SO_4^{2-}——硫酸根的含量，%或 mg/kg 土；

$b(SO_4^{2-})$——硫酸根的质量摩尔浓度，mmol/kg 土；

$m(SO_4^{2-})$——标准曲线查得的 SO_4^{2-} 含量，mg；

SO_4^{2-}%——硫酸根含量以小数计；

0.096——硫酸根的摩尔质量，kg/mol。

计算准确至 0.01mmol/kg 土和 0.001%或 1mg/kg 土。

五、钙离子的测定

（一）钙离子测定所用的试剂

1.2mol/L 氢氧化钠溶液：取 8g 氢氧化钠溶于 100ml 纯水中。

2.钙指示剂：取 0.5g 钙指示剂与 50g 预先烘焙的氯化钠一起置于研钵中研细混合均匀，贮于棕色瓶中，保存在干燥器内。

3.EDTA 标准溶液：见硫酸根测定。

4.1∶4 盐酸溶液：见硫酸根测定。

5.刚果红试纸。

6.95%乙醇。

（二）钙离子测定采用 EDTA 络合容量法较为简捷

1.用移液管吸取试样浸出液 25ml，置于锥形瓶中，投刚果红试纸一片，滴入 1∶4 盐酸溶液至试纸变为蓝色为止。煮沸除去二氧化碳（当浸出液中碳酸根和重碳酸根含量很少时，可略去此步骤）。

2.冷却后，加入 2mol/L 氢氧化钠溶液 2ml（控制 pH≈12）摇匀。放置 1～2min 后，加钙指示剂少许。95%乙醇 5ml，用 EDTA 标准溶液滴定至试液由红色变为浅蓝色为终点，记下用量。

3.钙离子含量按下式计算：

$$b(Ca^{2+}) = \frac{V(EDTA)c(EDTA)\dfrac{V_s}{V_s}(1+0.01w)\times 1000}{m_s} \qquad (1\text{-}20\text{-}9)$$

$$Ca^{2+} = b(Ca^{2+})\times 10^{-3}\times 0.040\times 100 \quad (\%)$$

或

$$Ca^{2+} = b(Ca^{2+})\times 40 \quad (mg/kg\ 土)$$

式中：$b(Ca^{2+})$——钙离子的质量摩尔浓度，mmol/kg 土；

Ca^{2+}——钙离子的含量，%或 mg/kg 土；

$V(EDTA)$——EDTA 标准溶液用量，ml；

$c(EDTA)$——EDTA 标准溶液浓度，mol/L；

0.040 和 40——钙离子的摩尔质量，kg/mol。

计算准确至 0.01mmol/kg 土和 0.001%或 1mg/kg 土，需平行滴定，偏差不大于 0.1ml，取算术平均值。

六、镁离子的测定

1.镁离子测定所用的试剂包括 EDTA 络合容量法所用试剂和钙离子测定所用的试剂。

2.镁离子测定采用 EDTA 络合容量法较为简捷，实际上是先测定钙、镁离子合量再减去钙含量，所以用 EDTA 络合容量法测定镁离子含量，必须同时测定钙离子的含量。

（1）用移液管吸取试样浸出液 25ml 置于锥形瓶中，加入氨缓冲溶液 5ml，摇匀后加入铬黑

T指示剂少许，95%乙醇5ml，充分摇匀，用EDTA标准溶液滴定至试液由红色变为亮蓝色为终点，记下EDTA标准溶液用量。

(2)用移液管吸取与上款等体积的试样浸出液，按钙离子测定的步骤进行操作，记下滴定钙离子对EDTA标准溶液的用量。

(3)镁离子含量按下式计算：

$$b(Mg^{2+}) = \frac{(V_2 - V_1)c(EDTA)\frac{T_w}{V_s}(1 + 0.01w) \times 1000}{m_s} \qquad (1\text{-}20\text{-}10)$$

$$Mg^{2+} = b(Mg^{2+}) \times 10^{-3} \times 0.024 \times 100 \quad (\%)$$

或 $$Mg^{2+} = b(Mg^{2+}) \times 24 \quad (mg/kg\ 土)$$

式中：$b(Mg^{2+})$——镁离子的质量摩尔浓度，mmol/kg土；

Mg^{2+}——镁离子的含量，%或mg/kg土；

V_2——钙镁离子对EDTA标准溶液的用量，ml；

V_1——钙离子对EDTA标准溶液的用量，ml；

c(EDTA)——EDTA标准溶液浓度，mol/L；

0.024和24——镁离子的摩尔质量，kg/mol。

计算准确至0.01mmol/kg土和0.001%或1mg/kg土，需平行滴定，偏差不大于0.1ml，取算术平均值。

七、钙离子和镁离子的原子吸收分光光度测定

低含量钙、镁离子的测定可用原子吸收法或火焰光度计法，鉴于原子吸收分光光度计已普遍应用，它的操作快速、简便、灵敏度比火焰光度计法高，这里介绍该法。

(一)钙、镁离子原子吸收分光光度测定所用的试剂

1.钙离子标准溶液：取预先在105～110℃温度下烘干的分析纯碳酸钙0.2497g，置于烧杯中，加入少量稀盐酸至完全溶解，然后移入1L容量瓶中，用纯水冲洗烧杯并稀释至刻度，贮于塑料瓶中，此液浓度$\rho(Ca^{2+})$为100mg/L。

2.镁离子标准溶液：取光谱纯金属镁0.1000g，置于烧杯中，加入少量稀盐酸至完全溶解，然后用纯水冲洗入1L溶量瓶中并稀释至刻度，贮于塑料瓶中，此液浓度$\rho(Mg^{2+})$为100mg/L。

3.5%氯化镧溶液：取光谱纯的氯化镧13.4g，溶于100ml纯水中。

(二)钙、镁离子原子吸收分光光度测定

1.绘制标准曲线：

(1)配制标准系列：取50ml容量瓶6个，准确加入$\rho(Ca^{2+})$为100mg/L的标准溶液0、1、3、5、7、10ml(相当于0～20mg/LCa^{2+})和$\rho(Mg^{2+})$为100mg/L的标准溶液0、0.5、1、2、3、5ml(相当于0～10mg/L Mg^{2+})，再各加入5%氯化镧溶液5ml，最后用纯水稀释至刻度。

(2)绘制标准曲线：分别选用钙和镁的空心阴极灯，波长钙离子(Ca^{2+})为422.7nm，镁离子(Mg^{2+})为285.2nm，以空气—乙炔燃气等为工作条件，按原子吸收分光光度计的使用说明书操作，分别测定钙和镁的吸收值。分别以吸收值为纵坐标，相应浓度为横坐标，分别绘制钙、镁的标准曲线。或采用最小二乘法建立回归方程如下：

$$\left.\begin{aligned} y &= f + nx \\ x &= \frac{y - f}{n} \end{aligned}\right\}$$

式中：y——测得的吸收值；

x——相应的钙、镁浓度，mg/L；

f——截距；

n——斜率。

回归方程的相关系数 γ 应满足 $1 > \gamma > 0.999$ 的要求。

2.试样测定：用移液管吸取一定量的试样浸出液(钙浓度小于 20mg/L，镁浓度小于 10mg/L)，置于 50ml 容量瓶中，加入 5%氯化锶溶液 5ml，用纯水稀释至 50ml。然后按绘制标准曲线的工作条件，按原子吸收分光光度计的使用说明书操作，分别测定钙和镁的吸收值，并用测得的钙、镁吸收值，从标准曲线查得相应的钙、镁离子浓度，或由回归方程求得。

3.钙、镁离子含量按下式计算：

$$Ca^{2+} = \frac{\rho(Ca^{2+})V_c\frac{V_w}{V_s}(1+0.01w)\times 100}{m_s\times 10^3} \quad (\%) \qquad (1\text{-}20\text{-}11)$$

或 $$Ca^{2+} = (Ca^{2+}\%)\times 10^6 \quad (mg/kg\ 土)$$

$$Mg^{2+} = \frac{\rho(Mg^{2+})V_c\frac{V_w}{V_s}(1+0.01w)\times 100}{m_s\times 10^3}$$

或 $$Mg^{2+} = (Mg^{2+}\%)\times 10^6 \quad (mg/kg\ 土)$$

$$b(Ca^{2+}) = (Ca^{2+}\%/0.040)\times 1000 \quad (mg/kg\ 土)$$

$$b(Mg^{2+}) = (Mg^{2+}\%/0.024)\times 1000 \quad (mg/kg\ 土)$$

式中：$\rho(Ca^{2+})$——由标准曲线查得的钙离子浓度，ml/L；

$\rho(Mg^{2+})$——由标准曲线查得的镁离子浓度，mg/L；

V_c——测定溶液定容体积，50ml；

10^3——将毫克换算成克。

计算准确至 0.01mmol/kg 土和 0.001%或 1mg/kg 土。

八、钠离子和钾离子的测定

钠、钾离子的测定，以往采用差减法计算钠、钾离子的总含量，不能将钠、押离子含量分开计算。鉴于火焰光度计法具有操作简便、快速、灵敏度高，目前普遍采用火焰光度计法测定钠、钾离子。

火焰光度法是发散光谱分析中比较简单的一个方法。它是利用火焰激发使原子的电子跃迁而释放能量产生特征谱线，由于激发的能量较低，仅有碱金属与碱土金属等能用此方法激发，所产生的发射光谱经滤光片用光电池和检流计来测其发射强度。常用来测定钠、钾的含量，尤其当它们含量较低时，该法优于其他方法。用火焰光度计测定钠离子和钾离子，激发状况的变化是导致误差的重要原因，所以在试验过程中必须使激发状况稳定。试液中其他成分的干扰也是产生误差的原因。为此，绘制标准曲线时，配制标准溶液所用的盐类，应与土样的主要盐类一致。

(一)钠离子和钾离子测定所用的试剂

1.钠标准溶液：取预先在 550℃温度下灼烧过的氯化钠 0.254 2g，在少量纯水中溶解后，冲洗入 1L 容量瓶中，用纯水稀释至 1 000ml，贮于塑料瓶中，此溶液含钠离子为 0.1mg/ml(100mg/L)。

2.钾标准溶液：取预先在 105～110℃温度下烘干的氯化钾 0.190 7g，在少量纯水中溶解后，冲洗入 1L 容量瓶中，用纯水稀释至 1 000ml，贮于塑料瓶中。此溶液含钾离子为 0.1mg/ml (100mg/L)。

(二)钠离子和钾离子的测定

1.绘制标准曲线：

(1)配制标准系列：取 50ml 容量瓶 6 个，准确加入钠标准溶液和钾标准溶液各为 0、1、5、10、15、25ml。各用纯水稀释至 50ml，此系列相应浓度范围为 $\rho(Na^+)$0～50mg/L，$\rho(K^+)$0～50mg/L。

(2)按火焰光度计全盘说明书操作，分别用钠滤光片和钾滤光片，逐个测定其吸收值。然后以吸收值为纵坐标，相应钠离子、钾离子浓度为横坐标，分别绘制钠、钾的标准曲线，也可用最小二乘法建立回归方程。

2.试样测定：用移液管吸取一定量试样浸出液(以不超出标准曲线浓度范围为准)，置于 50ml 容量瓶中，用纯水稀释至 50ml，按 1 款绘制标准曲线的工作条件，按火焰光度计使用说明书操作，分别用钠滤光片和钾滤光片测定其吸收值，并用测得的钠、钾吸收值，从标准曲线查得相应的钠、钾离子浓度。

3.钠离子和钾离子含量按下式计算：

$$Na^+ = \frac{\rho(Na^+)V_c\frac{V_w}{V_s}(1+0.01w)\times 100}{m_s\times 10^3} \quad (\%) \qquad (1\text{-}20\text{-}12)$$

或

$$Na^+ = (Na^+\%)\times 10^6 \quad (mg/kg\ 土)$$

$$K^+ = \frac{\rho(K^+)V_c\frac{V_w}{V_s}(1+0.01w)\times 100}{m_s\times 10^3} \quad (\%)$$

或

$$K^+ = (K^+\%)\times 10^6 \quad (mg/kg\ 土)$$

$$b(Na^+) = (Na^+\%/0.023)\times 100$$

$$b(K^+) = (K^+\%/0.039)\times 1000$$

式中：Na^+、K^+——分别为试样中钠、钾离子的含量，%或 mg/kg 土；

$b(Na^+)$、$b(K^+)$——分别为试样中钠、钾离子的质量摩尔质量，mmol/kg 土；

0.023、0.039——分别为钠、钾离子的摩尔质量，kg/mol。

根据现行国家标准《岩土工程勘察规范》(GB 50021)有关土对混凝土腐蚀性判定(以 mg/kg 土表示)和盐渍土分类规定：盐渍土按含盐性质分类，是采用含盐质量摩尔浓度的比值进行分类的。盐渍土按含盐量分类是采用含盐质量分数进行分类的。因此，试验结果必须分别计算提供两个不同量的名称和单位，所以在易溶盐的测定中，都给出两个量的计算公式。

第三节　中溶盐测定

中溶盐是指土中所含的石膏($CaSO_4\cdot 2H_2O$)。本试验是测定土中石膏含量。

浸提土中石膏的方法有水浸法和酸浸法。由于水浸法较为费时，且难以溶解完全，所以常用酸浸——质量法，适用于含石膏较多的土样。该法利用稀盐酸为浸提剂，使土中石膏全部溶解，然后利用氯化钡为沉淀剂，使浸提出的碳酸根沉淀为硫酸钡，沉淀经过滤、洗涤后灼烧至恒

量，按硫酸钡的质量换算成石膏的含量。

用盐酸浸提石膏时，若土中含有碳酸钙，应在加酸待溶液澄清后立即用倾析法过滤，再加酸处理土样，反复进行至无二氧化碳气泡产生为止。静置过夜后过滤。

试验过程中，滤纸灰化时，不应出现明火燃烧，以免沉淀飞出损失。同时灰化要充分，以免残留的碳素使硫酸钡还原为硫化钡。为了避免发生这种反应，高温炉灼烧时的温度以不超过600℃为宜。

土中易溶盐含量较高时，应对测定结果加以校正，即减去易溶盐中硫酸根的含量。

一、中溶盐（石膏）测定所用的试剂

1.0.25mol/L c(HCl)溶液：取浓盐酸20.8ml，用纯水稀释至1000ml。

2.(1:1)盐酸溶液：取1份浓盐酸和1份纯水相互混合均匀。

3.10%氢氧化铵溶液：取浓氨水31ml，用纯水稀释至100ml。

4.10%氯化钡溶液：取10g氯化钡溶于少量纯水中，稀释至100ml。

5.1%硝酸银溶液：溶解0.5g硝酸银于50ml纯水中，再加数滴浓硝酸酸化，贮于棕色滴瓶中。

6.甲基橙指示剂：取0.1g甲基橙溶于100ml水中，贮于滴瓶中。

二、中溶盐（石膏）测定

1.试样制备：将潮湿试样捏碎摊开于瓷盘中，除去试样中杂质（如植物根茎叶等），置于阴凉通风处晾干，然后用四分法选取试样约100g，置于玛瑙研钵中研磨，使其全部通过0.5mm筛备用。

2.取已制备好的风干试样1～5g，准确至0.0001g，放入200ml烧杯中，缓慢地加入0.25mol/L c(HCl)50ml，边加边搅拌。如试样含有大量碳酸盐，应继续加盐酸至无气泡产生为止，放置过夜。另取此风干试样5g，准确至0.01g，测定其含水率。

3.过滤，沉淀用0.25mol/L c(HCl)淋洗至最后滤液中无硫酸根离子为止（取最后的滤液于试管中，加少许氯化钡溶液，应无白色浑浊），即得酸浸提液（滤液）。

4.收集滤液于烧杯中，将其浓缩至约150ml，冷却后，加甲基橙指示剂，用10%氢氧化铵溶液中和至溶液呈黄色为止，再用(1:1)盐酸溶液调至红色后，多加10滴，加热煮沸，在搅拌下趁热、缓慢滴加10%氯化钡溶液，直至溶液中硫酸根离子沉淀完全，并少有过量为止（让溶液静置，澄清后，沿杯壁滴加氯化钡溶液，如无白色浑浊生成，表示已沉淀完全）。置于水浴锅上，在60℃保持2h。

5.用致密定量滤纸过滤，并用热的纯水洗涤沉淀，直到最后洗液无氯离子为止（用1%硝酸银检验，应无白色浑浊）。

6.用滤纸包好洗净的沉淀，放入预先已在600℃温度下灼烧至恒量的瓷坩埚中，置于电炉上灰化滤纸（不得出现明火燃烧）。然后移入高温炉中，控制在600℃灼烧1h，取出放于石棉网上稍冷，再放入干燥器中冷却至室温，用分析天平称量，准确至0.0001g。再将其放入高温炉中控制600℃灼烧30min，取出冷却、称量。如此反复操作至恒量为止。

7.另取1份试样按第二节中方法测定易溶液盐中的硫酸根离子，并求出浸出液中硫酸根含量 $W(SO_4^{2-})_w$。

8.中溶盐（石膏）含量按下式计算：

$$W(SO_4^{2-})_b = \frac{(m_2 - m_1) \times 0.4114 \times (1 + 0.01w) \times 100}{m_s} \quad (1\text{-}20\text{-}13)$$

$$CaSO_4 \cdot 2H_2O = [W(SO_4^{2-})_b - W(SO_4^{2-})_w] \times 1.7922$$

式中：$CaSO_4 \cdot 2H_2O$——中溶盐(石膏)含量，%；

$W(SO_4^{2-})_b$——酸浸出液中硫酸根的含量，%；

$W(SO_4^{2-})_w$——水浸出液中硫酸根的含量，%；

m_1——坩埚的质量，g；

m_2——坩埚加沉淀物质量，g；

m_s——风干试样的质量，g；

w——风干试样含水率，%；

0.4114——由硫酸钡换算成硫酸根($SO_4^{2-}/BaSO_4$)的因数；

1.7922——由硫酸根换算成硫酸钙($CaSO_4 \cdot 2H_2O/SO_4^{2-}$)的因数。

计算至0.01%。如果试验前试样预先进行洗盐，则式(1-20-13)中的 $W(SO_4^{2-})_w$ 项，应舍弃不计。

第四节　难溶盐测定

难溶盐是指土中钙、镁的碳酸盐类。本试验是测定难溶的碳酸钙在土中的含量。

测定土中碳酸钙的方法有气量法、中和法和碱吸收法。中和法适用于难溶盐含量高的土，碱吸收法适用于较精密的测定，这两种方法各具有其局限性，而气量法操作简便，能满足土中难溶盐实际含量的测定范围，因而采用较普遍。其方法原理是土中的碳酸钙用盐酸分解，测量释出二氧化碳的体积，乘以二氧化碳的比重，求出二氧化碳的重量，再乘以换算系数便可算出碳酸钙的含量。

试验前应检查试验装置是否漏气，读数时应保持三管水面齐平是为了使两个量管所受的压力均为一个大气压力。气量法受温度影响显著，特别是广口瓶1，和量管5右肢尤甚，因此，需用长柄夹子夹住广口瓶，即使摇动也不要用手接触量管右肢，以免人的体温影响气体体积。

一、难溶盐(碳酸钙)测定所用的试剂

1.(1:3)盐酸溶液：取1份盐酸加3份纯水混合即得。

2.0.1%甲基红溶液：溶解0.1g甲基红于100ml纯水中。

二、难溶盐(碳酸钙)测定

1.试样制备与中溶盐(石膏)试验相同。

2.安装好二氧化碳约测计，见图1-20-1。将加有微量盐酸和0.1%甲基红溶液的红色水溶液注入量管中，使移动管和二量管三管水面齐平，同时处于量管零刻度处。

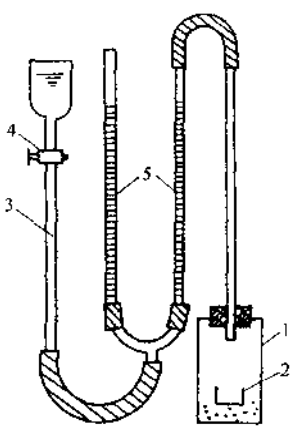


图1-20-1　二氧化碳约测计示意图
1-广口瓶；2-甘埚；3-移动管；4-阀门；5-量管

3.称预先在105～110℃温度下烘干的试样1～5g放入约测计的广口瓶中，瓷坩埚中注入适量(1:3)盐酸溶液，小心地移入

广口瓶中放稳，盖紧广口瓶塞，打开阀门，上下移动移动管，使移动管和二量管三管水面齐平。

4.将移动管下移，观察量管的右肢水面是否平稳，如果水面下降很快，表示漏气，应仔细检查各接头并用热石蜡密封，直至不漏气为止。

5.三管水面齐平后，关阀门，记下量管的右肢起始水位读数。

6.用长柄瓶夹夹住广口瓶颈部，轻轻摇动，使瓷坩埚中盐酸溶液倾出与瓶中试样充分反应。当量管的右肢水面受到二氧化碳气体压力而下降时，打开阀门，使量管左右肢水面保持同一水平，静置 10min，至量管的右肢水面稳定，再移动移动管使三管水面齐平，记下量管右肢的最终水位读数，同时记录试验时的水温和大气压力。

7.重复以上步骤进行空白试验，并从试样产生的二氧化碳体积中减去空白试验值

8.难溶盐(碳酸钙)含量按下式计算：

$$CaCO_3 = \frac{V(CO_2)\rho(CO_2) \times 2.272}{m_d \times 10^6} \times 100 \qquad (1\text{-}20\text{-}14)$$

式中：$CaCO_3$——碳酸钙含量，%；

$V(CO_2)$——二氧化碳体积，ml；

$\rho(CO_2)$——试验时的水温和大气压力下的二氧化碳密度，μg/ml，由表 1-20-2 查得；

2.272——由二氧化碳换算成碳酸钙($CaCO_3/CO_2$)的因数；

m_d——试样干质量，g；

10^6——将微克换算成克数。

当水温和大气压力在表 1-20-2 范围之外时，按下式计算碳酸钙的含量：

$$\left.\begin{aligned} CaCO_3 &= \frac{M(CaCO_3)n(CO_2) \times 100}{m_d} \\ n(CO_2) &= \frac{p_a \cdot V(CO_2)}{RT} \end{aligned}\right\} \qquad (1\text{-}20\text{-}15)$$

式中：$M(CaCO_3)$——碳酸钙摩尔质量，$M(CaCO_3) = 100g/mol$；

$n(CO_2)$——二氧化碳物质的量，mol；

p_a——试验时大气压力(kPa)；

T——试验时水温，$T = 273 + ℃$，K；

R——摩尔气体常数，$R = 8314kPa\ mL/(mol \cdot K)$。

气量法的计算是以测量产生的二氧化碳体积为基础，它与测量时的温度和大气压力关系密切。表 1-20-2 提供的二氧化碳密度仅适用于大气压力大于或等于 98.925kPa 范围，对地处海拔高的地区，大气压力一般小于 98.925kPa，遇此情况则不能用式(1-20-14)计算，大气压力小于 98.925kPa 的地区，需用式(1-20-15)计算。

不同温度和大气压力下 CO_2 密度(μg/mL) 表 1-20-2

气压(kPa) / 水温(℃)	98.925	99.258	99.591	99.858	100.125	100.458	100.791	101.059	101.325	101.658	101.991	102.258	102.525	102.791	103.191
28	1778	1784	1791	1797	1804	1810	1817	1823	1828	1833	1837	1842	1847	1852	1856
27	1784	1790	1797	1803	1810	1816	1823	1829	1834	1839	1843	1848	1853	1858	1863
26	1791	1797	1803	1809	1816	1822	1829	1835	1840	1845	1849	1854	1859	1864	1869
25	1797	1803	1810	1816	1823	1829	1836	1842	1847	1852	1856	1861	1866	1871	1876

续上表

气压(kPa) / 水温(℃)	98.925	99.258	99.591	99.858	100.125	100.458	100.791	101.059	101.325	101.658	101.991	102.258	102.525	102.791	103.191
24	1803	1809	1816	1822	1829	1835	1842	1848	1853	1858	1862	1867	1872	1877	1882
23	1809	1815	1822	1828	1835	1841	1848	1854	1859	1864	1868	1873	1878	1883	1888
22	1815	1821	1828	1834	1841	1847	1854	1860	1865	1870	1875	1880	1885	1890	1895
21	1822	1828	1835	1841	1848	1854	1861	1867	1872	1877	1882	1887	1892	1897	1902
20	1828	1834	1841	1847	1854	1860	1867	1873	1878	1883	1888	1893	1898	1903	1908
19	1834	1840	1847	1853	1860	1866	1873	1879	1884	1889	1894	1899	1904	1909	1914
18	1840	1846	1853	1859	1866	1872	1879	1885	1890	1895	1900	1905	1910	1915	1920
17	1846	1853	1860	1866	1873	1879	1886	1892	1897	1902	1907	1912	1917	1922	1927
16	1853	1860	1866	1873	1879	1886	1892	1898	1903	1908	1913	1918	1923	1928	1933
15	1859	1866	1872	1879	1886	1892	1899	1905	1910	1915	1920	1925	1930	1935	1940
14	1865	0872	1878	1885	1892	1899	1906	1912	1917	1922	1927	1932	1937	1942	1947
13	1872	1878	1885	1892	1899	1906	1912	1919	1924	1929	1934	1939	1944	1949	1954
12	1878	1885	1892	1899	1906	1912	1919	1925	1930	1935	1940	1945	1950	1955	1960
11	1885	1892	1899	1906	1913	1919	1926	1932	1937	1942	1947	1952	1957	1962	1967
10	1892	1899	1906	1913	1919	1926	1933	1939	1944	1949	1954	1959	1964	1969	1974

第五节　有机质测定

重铬酸钾容量法是测定土中有机质比较通用的方法。它是通过强氧化剂重铬酸钾加热来氧化有机质，以氧化剂的消耗量求出有机质的量。其工作原理是用过量的重铬酸钾—硫酸溶液，在加热条件下氧化土中有机质，剩余的重铬酸钾则用硫酸亚铁或硫酸亚铁铵的标准溶液滴定，从而得到氧化有机质的重铬酸钾的消耗量，根据重铬酸钾的消耗量乘上换算系数，便可计算出土中有机质的含量。由于重铬酸钾容量法氧化能力有一定限度，因此有机质含量大于15%的土不适用此法。

有机质的测定方法很多，如质量法、容量法、比色法、双氧水氧化法等。这些方法经过反复比较认为以重铬酸钾容量法为最好，它具有操作简便、快速、再现性好，不受大量碳酸盐存在的干扰，设备简单，适合于批量试样的试验，所以在土工试验中广泛采用。

一、重铬酸钾容量法所用的试剂

1. 重铬酸钾标准溶液：称预先在 105～110℃温度下烘干并研细的重铬酸钾 44.1231g 溶于 800ml 纯水中(必要时可加热)，在不断搅拌下，缓慢地加入浓硫酸 1000ml，冷却后移入 2L 容量瓶中，用纯水稀释至刻度，此标准溶液浓度为：

$$C(K_2Cr_2O_7) = 0.075mol/L$$

2. 硫酸亚铁标准溶液：称硫酸亚铁 56g(或硫酸亚铁铵 80g)，溶于适量纯水中，加浓度为 3mol/L 硫酸溶液 30ml，然后用纯水稀释至 1L。

3. 邻啡锣啉指示剂：称邻啡锣啉 1.845g 和硫酸亚铁 0.695g 溶于 100ml 纯水中，贮于棕色

瓶中。

二、硫酸亚铁标准溶液的标定

准确量取重铬酸钾标准溶液 10.00ml 3 份，分别置于锥形瓶中，各用纯水稀释至约 60ml，再分别加入邻啡锣啉指示剂 3～5 滴，用硫酸亚铁标准溶液滴定，使溶液由黄色经绿色突变至橙红色为终点，记录其用量。3 份平行误差不得超过 0.05ml，取算术平均值，按下式计算硫酸亚铁标准溶液的标准浓度：

$$c(FeSO_4)=\frac{c(K_2Cr_2O_7)\cdot V(K_2Cr_2O_7)}{V(FeSO_4)} \tag{1-20-16}$$

式中：$c(FeSO_4)$——硫酸亚铁的浓度，mol/L；

$V(FeSO_4)$——硫酸亚铁用量，ml；

$c(K_2Cr_2O_7)$——重铬酸钾浓度，mol/L；

$V(K_2Cr_2O_7)$——重铬酸钾用量，ml。

三、有机质的测定

1.当试样中含有机碳小于 8mg 时，称已除去植物根并通过 0.15mm 筛的风干试样 0.1000～0.5000g，放入干燥的试管底部，用滴定管缓慢滴入重铬酸钾标准溶液 10.00ml，摇匀，于试管口插一小漏斗。

2.将试管插入铁丝笼中，放入 190℃左右的油浴锅内，试管内的液面应低于油面，控制在 170～180℃的温度范围，从试管内溶液沸腾时开始计时，煮沸 5min，取出稍冷。

3.将试管内溶液倒入锥形瓶中，用纯水洗净试管底部，并使试液控制在 60ml，加入邻啡锣啉指示剂 3～5 滴，用硫酸亚铁标准溶液滴定至溶液由黄色经绿色突变为橙红色时为终点，记下硫酸亚铁标准溶液的用量，估读至 0.05ml。

4.试验同时，按以上步骤操作，以纯砂代替试样进行空白试验。

5.有机质含量按下式计算：

$$O_m=\frac{c(Fe^{2+})[V'(Fe^{2+})-V(Fe^{2+})]\times 0.003\times 1.724\times(1+0.01w)\times 100}{m_s} \tag{1-20-17}$$

式中：O_m——有机质含量，%；

$c(Fe^{2+})$——硫酸亚铁标准溶液浓度，mol/L；

$V'(Fe^{2+})$——空白滴定硫酸亚铁用量，ml；

$V(Fe^{2+})$——试样测定硫酸亚铁用量，ml；

0.003——1/4 硫酸亚铁标准溶液浓度时的摩尔质量，kg/mol；

1.724——有机碳换算成有机质的因数。

第六节　酸碱度测定

酸碱度是了解土的物理化学性质和工程性质的一项重要的基本指标。酸碱度通常以氢离子浓度的负对数，即 pH 值表示。土呈碱性时，土粒表面容易形成较扩展的扩散双电层，使土粒处于松散状态，这种土塑性较大，抗剪强度不大。而酸性土，土粒之间可以通过带正电的边、

角和带负电的基面的静电力相互吸引而较牢固的连接，有较高的力学强度。

pH 值的测定有电测法、比色法。但比色法不如电测法方便、准确，电测法测定酸碱度是目前常用的方法。

比色法是以指示剂的颜色随溶液 pH 值而变化的特性为基础。常用的指示剂是弱酸或弱碱的有机化合物，它们未电离的分子和电离后的离子有着不同的颜色。显然，它们电离的程度与溶液 pH 有关，溶液的 pH 值不同，指示剂的离子态与分子态的浓度比值便不相同，溶液的颜色也随之而异。应用指示剂这一特性，即可通过比色法测定溶液的 pH 值。

电测法是将指示电极和参比电极浸在测液中测 pH 值，在这一对电极中，指示电极的电位随溶液的氢离子浓度而变化。参比电极的电位是仅受温度影响的固定值，亦即在一定温度下，二者的电位差仅随溶液氢离子浓度而异。因此，根据电位计的读数，可算出溶液的氢离子浓度或 pH 值。

电测法采用酸度计。它是一种以 pH 值表示读数的电位计，用它可以直接读出溶液的 pH 值。测 pH 值常用的指示电极是玻璃电极，参比电极是甘汞电极。

土悬液的土水比例对测定结果有较大的影响。土水比例究竟用多大比较适宜，目前尚无统一结论，国内外以用土水比例 1:5 较多。

一、酸碱度试验所用的试剂

1.标准缓冲溶液：

(1)pH = 4.01：称经 105 ~ 110℃烘干的邻苯二甲酸氢钾($KHC_8H_4O_4$)10.21g，通过漏斗用纯水冲洗入 1000ml 容量瓶中，使溶解后稀释，定容至 1000ml。

(2)pH = 6.87：称经 105 ~ 110℃烘干冷却后的磷酸氢二钠(Na_2HPO_4)3.53g 和磷酸二氢钾(KH_2PO_4)3.39g，经漏斗用纯水冲洗入 1000ml 容量瓶中，待溶解后，继续用纯水稀释，定容至 1000ml。

(3)pH = 9.18：称硼砂($Na_2B_4O_7 \cdot 10H_2O$)3.80g，经漏斗用已除去 CO_2 的纯水冲洗入 1000ml 容量瓶中，待溶解后继续用除去 CO_2 的纯水稀释，定容至 1000ml。宜贮于干燥密闭的塑料瓶中保存，使用 2 个月。

2.饱和氯化钾溶液：向适量纯水中加入氯化钾(KCl)，边加边搅拌，直至不再溶解为止。

二、酸度计校正

应在测定试样悬液之前，按酸度计使用说明书，用标准缓冲溶液进行标定。

三、酸碱度的测定

1.试样悬液的制备：称过 2mm 筛的风干试样 10g，放入广口瓶中，加纯水 50ml，振荡 3min，静置 30min。

2.将试样悬液倒入小烧杯中至 2/3 容积处，杯中放搅拌棒，然后将杯置于电动磁力搅拌器上。

3.将玻璃电极和甘汞电极(或复合电极)放入杯中，直至玻璃电极球部被悬液浸没为止，电极和杯底应保持适量距离，然后将电极固定于电极架上，并使电极和酸度计连接。

4.开动磁力搅拌器，搅拌悬液约 1min 后，按照酸度计使用说明书测定悬液的 pH 值。

5.测定完毕，关闭电源，用纯水洗净电极，并用滤纸吸干，或将电极浸泡于纯水中。

第二十一章　土的矿物组成试验

对岩土工程，土的矿物组成主要指土中的粘土矿物及伴存矿物的类型和数量。它们是土中物理化学性质活跃的物质，对粘土的工程性质有较显著的影响。土中的粘土矿物往往是多种类型混合存在，它们的晶格构造比较相似，而且结晶既细小又不规则，鉴定比较困难。目前 x 射线衍射分析是研究矿物结晶构造、鉴定矿物的主要手段。本方法是以 x 射线射入矿物晶格产生的衍射为基础，定性或半定量地判断土的矿物组成。不同的粘土矿物，晶格构造各异，x 射线射入时会产生不同的衍射图谱，据此可对其中的粘土矿物组成进行鉴定。土中伴存的非粘土矿物的鉴定原理与粘土矿物的鉴定相同。

一、试验步骤

(一) x 射线衍射分析所用的试剂

1. 0.5mol/L 氯化镁溶液：将 102g 氯化镁溶于少量纯水中，稀释至 1000ml。

2. 0.5mol/L 氯化钾溶液：将 74.5g 氯化钾溶于少量纯水中，稀释至 1000ml。

3. 5% 甘油溶液。

4. 50% 盐酸溶液。

5. 95% 酒精。

6. 丙酮。

7. 1mol/L 硝酸铵溶液：将 80g 硝酸铵溶于少量纯水中，稀释至 1000ml。

8. 1:1 甘油：甘油与纯水等体积混合。

(二) 常规鉴定用的试样制备

1. 镁饱和试样制备：

(1) 称取 1g 左右过 0.15mm 筛的风干土试样，放入离心管中，加入 0.5mol/L 氯化镁溶液 50ml，用球状玻璃棒充分搅拌，然后用 3000r/min 以上的速度离心，弃去上部清液。再用 0.5mol/L 氯化镁溶液处理二次。

(2) 分别用纯水和 95% 酒精或丙酮洗涤，离心 2～3 次。

(3) 将处理过的试样晾干，或在低于 50℃ 下烘干，磨细备用。

2. 干粉末试样制备：将开有试样孔的载样玻璃片，放在一块平整玻璃片上，向试样孔中填入经过风干磨细的土样，使其厚度略高出试样孔。盖上一块平整玻璃片，用手按压，将试样压实、压平，然后移去上下的玻璃片。用软毛刷小心地扫除试样孔周围多余的土样。

3. 水分散向薄膜试样的制备：称取 0.05g 镁饱和试样，加 2～3ml 纯水，充分搅拌使其分散，吸出 1.5ml 悬液，在 3.5cm × 5cm 洁净的平面载样玻璃板上均匀铺开，静置晾干。

(三) 试样的专门处理与制备

1. 镁饱和试样甘油化扩展处理（供蒙脱石类矿物与蛭石、绿泥石区分，以及水化埃洛石与伊利石区分用）。

(1) 将镁饱和试样 50mg 放入离心管中，加入 5% 甘油溶液 10ml，用球状玻璃棒充分搅拌，

用 3000r/min 以上的速度离心，弃去上部清液。按此操作用甘油溶液再处理一次，最后将离心管倒立于滤纸上，吸尽剩余的甘油溶液，按上条之 3 的规定制成定向薄膜试样。

(2)也可用干粉末试样，加入 1～2 滴 1:1 甘油溶液湿润，稍干后即可供鉴定用。若试样加甘油后膨胀隆起，用玻璃片压实刮平。

2.钾饱和试样制备和热处理(供扩展性与非扩展性晶格的矿物区分，以及蛭石与蒙脱石类矿物区分)。

(1)钾饱和试样制备与镁饱和试样制备相同，仅需将氯化镁溶液换成氯化钾溶液。

(2)薄膜制备：将钾饱和试样制成定向薄膜试样，或风干磨成粉末后进行压制。

(3)钾饱和试样的热处理。将钾饱和粉末试样或其定向薄膜，放入 300～350℃高温炉内加热 2h(定向薄膜的玻璃片加热时应逐渐上升至所需温度，加热后应逐渐冷却)。然后冷却至 60℃左右，取出贮于盛有无水氯化钙或五氧化二磷的干燥器中，直至进行 x 射线分析时取出使用。若是粉末试样，使用时进行压制。

3.试样 550℃热处理(供绿泥石与高岭石以及其他 14Å 矿物区分用，$1Å = 10^{-10}m$)。

将钾或镁饱和粉末试样及其定向薄膜，放入 550℃高温炉中加热 2h，然后冷却至 60℃左右，取出贮于盛有无水氯化钙或五氧化二磷的干燥器中，直至进行 x 射线分析时取出使用。若是粉末试样，使用时进行压制。

4.试样的盐酸溶蚀处理(供绿泥石与高岭石与及其他 14Å 矿物区分用)。

(1)盐酸溶蚀处理：将试样用 1:1 盐酸溶液在 100℃下加热处理 15～20min，然后移至离心管中离心，弃去上部清液，分别用纯水和 95%酒精或丙酮各处理两次，离心洗去多余的盐酸。

(2)将溶蚀过的试样制成定向薄膜，或风干磨细成粉末，然后进行压制。

5.试样的硝酸铵处理(供镁质蛭石与其他 14Å 矿物区分用)。

(1)硝酸铵处理：将试样或其镁饱和试样，用 1mol/L 硝酸铵溶液煮沸 10min，然后移至离心管中离心，弃去上部清液，分别用纯水，95%酒精或丙酮各处理两次，离心洗去多余的盐类。

(2)将处理过的试样制成定向薄膜，或风干磨细成粉末后进行压制。

(四)x 射线衍时分析

1.在分析前，各种试样(加热处理的试样除外)，应在盛有饱和硝酸钙溶液的干燥器中放置 3 天。

2.加热处理的试样，从无水氯化钙干燥器中取出后，应加热至 60℃左右或立即进行分析。若衍射仪试验台有加热装置，则加热处理的试样应在 120℃温度下进行衍射分析。

3.试验条件的控制和主要参数选择(因仪器型号、性能不同而有所差异，下列为参考值)。

(1)x 射线管阳极一般为铜靶(CuKa 辐射)，含铁多的试样最好能用铁靶(FeKa 辐射)，x 射线管的工作电压 30～40kV，工作电流 10～15mA。

(2)发射狭缝：1°或 0.5°；散射狭缝：1°(加镍滤片或不加)；接收狭缝：0.2mm 或 0.4mm。

(3)扫描速度：可在 0.5°～2°(2θ/min)内选择，一般用 1°(2θ/min)。

(4)扫描范围：一般在 2°～32°(2θ)。如果要研究矿物高角度的衍射谱线如(060)等，则应将扫描范围延续到 65°(2θ)左右(都是对铜靶而言)，同时要减小扫描速度，放宽狭缝。

(5)灵敏度：满刻度 400～2000N/s。

(6)时间常数：4～8s。

(7)纪录纸移动速度：300～600mm/h。

4.将载有试样的玻璃片，插在 x 射线衍射仪的试验台上，选定技术参数和试验条件后，按仪器使

用说明书启动仪器进行操作。当测角器转至所需角度(2θ)上限后,即可结束试验,关闭仪器。

二、数据整理及鉴定

(一)数据整理

1.试验结束后所得到的试验结果为仪器记录的衍射图谱,它是以衍射角(2θ)为横坐标,以衍射谱线的衍射强度(衍射峰的高度)为纵坐标的曲线。为了鉴定矿物,必须进行整理求得晶面间距和衍射强度两种衍射数据。

2.数据的整理方法如下(如果仪器可自动整理并记录出该两种数据,则以下步骤可省去):

(1)由各衍射峰的峰尖向横坐标作垂线,确定衍射峰的衍射角(2θ)。

(2)根据衍射峰的衍射角查"衍射角与晶面间距换算表(即 θ—d 对照表,可参照有关专著)",求得相应的晶面间距(一般称作 d 值)。也可按布拉格公式求出 d 值,简化后的布拉格公式如下:

$$d = \lambda/2\sin\theta \tag{1-20-18}$$

式中:d——晶面间距,Å;

θ——衍射角,°;

λ——x 射线波长(x 射线管为铜靶时 $\lambda = 1.5418$Å;若是铁靶 $\lambda = 1.9373$Å)。

(3)根据衍射峰的高度或面积,确定其衍射强度(一般用 I 表示)。衍射强度广为应用的是相对强度(I/I_0)。表示方法常用的有以下三种:

①100 分制:以最强者为 100,最弱者为 0.5,然后对比其他衍射峰的强度。

②10 分制:以最强者为 10,最弱者为 1,然后对比其他衍射峰的强度。

③五级制:将强度分为最强、强、中等、弱、最弱 5 个等级。

(4)对于某些形状特殊的衍射峰,需注明宽散程度、对称程度等。

(5)在衍射图谱上注明试验条件、主要参数及试样制备和处理方法。

(二)粘土矿物鉴定

1.衍射数据整理后,便可与标准矿物的衍射数据对比,进行鉴定矿物。鉴定的要点如下:

(1)应有 3 条强衍射谱线(即衍射峰)的 d 值和 I/I_0(有的矿物在 2°~32°(2θ)范围内可能只出现一条衍射谱线)。与标准矿物的数据基本吻合,其中 d 值吻合程度要求高一些,I/I_0 吻合程度可以差一些。

(2)对比时,应以低角度谱线(值大的谱线)特别是(001)基面谱线为主,高角度衍射谱线为辅。

(3)应注意特征谱线的对比(各种主要粘土矿物的特征谱线见附表 1-21-1

(4)注意衍射峰的形状特征:粘土矿物衍射峰形状大多宽散,非粘土矿物大多较尖锐。扩展性晶格矿物如蒙脱石等衍射峰具有明显的宽散特征。

(5)先鉴别出主要的粘土矿物类型,然后再作细分,最后鉴定伴存矿物。

2.高岭石与埃洛石二者衍射图谱相似,可用下列方法区分:

(1)高岭石为片状结晶,易于形成定向集合体,故 $d(001) = 7.0 \sim 7.2$Å,衍射强度大,4.4Å 附近谱线强度弱,谱线均无宽散现象。埃洛石的(001)晶面间距略大些,$d = 7.4 \sim 7.6$Å,谱线宽散且强度较弱,但 4.4Å 附近谱线强度大,并有向小的晶面间距扩散的趋势。

(2)埃洛石在甘油饱和后,$d(001)$可扩展至 10Å 左右,高岭石不扩展。

3.高岭石(001)与绿泥石(002)晶面间距相似,均在 7Å 左右,可用下列方法区分:

(1)将试样按酸的溶蚀处理后,绿泥石因分解,衍射谱线全部消失(绿泥石的特征反应),面

高岭石无变化，故处理后 7Å 谱线仍然存在，示有高岭石；反之，说明原有 7Å 附近谱线是绿泥石的。

某些常见的粘土矿物粉晶衍射数据　　表 1-21-1

高岭石(苏州)		埃洛石(阳泉)		蒙脱石(抚顺)		伊利石(南京)		蛭　石		绿泥石	
d(Å)	I/I_0	d(Å)	I/I_0	d(Å)	I/I_0	d(Å)	I/I_0	d(Å)	I/I_0	d(Å)	I/I_0
7.19	10	10.64	10	15.9	10	9.83	8	14.5	10	14.02	0.5
4.459	3.5	4.391	7.5	5.007	0.5	4.983	6	4.952	2	7.08	10
4.439	4.5	3.361	3	4.548	1	4.484	4	4.571	3	4.717	6.5
4.167	4	2.996	1	3.006	0.5	4.230	1	3.504	2	3.546	6
3.830	2	2.554	2.5	2.569	1	3.480	1	2.605	5	3.323	0.5
3.736	1	1.682	1	1.524	1	3.339	10	2.421	3	2.838	0.5
3.576	10	1.483	1.5			3.184	7	1.674	2	2.547	0.5
3.372	1					2.979	3	1.529	4	2.378	0.5
2.564	3					2.550	3			2.031	0.5
2.534	1					2.456	1			1.663	0.5
2.495	3					2.380	1			1.538	0.5
2.384	1					2.276	1				
2.336	4					2.128	1				
2.290	8					1.994	3				
1.994	3.5					1.817	0.5				
1.786	0.5					1.624	1				
1.650	1.5					1.497	2				
1.617	1										
1.145	0.5										

(2)将试样进行 550℃热处理后，高岭石因晶格破坏，衍射谱线全部消失。绿泥石衍射谱线仅稍有变化，往往是(001)晶面谱线增强，而(002)、(003)和(004)的衍射谱线减弱。

(3)高岭石和绿泥石还可按下列谱线对比来区分：

绿泥石	高岭石
4.72Å(003)	无
3.54Å(004)	3.57～3.58Å(002)
极弱或无(006)	2.37～2.39Å(003)弱
1.53Å(060)	1.48～1.49Å(060)

4.蒙脱石、蛭石、绿泥石三种矿物都有 14Å 附近的谱线，可按下列方法区分：

(1)在镁饱和甘油化定向薄膜试样的衍射图谱中，仅蒙脱石的(001)晶面间距由 14Å 附近扩展至 17.7Å(蒙脱石的特征反应)。据此易于将蒙脱石与其他 14Å 矿物区分开来。

(2)将试样进行热处理后，三者之中仅绿泥石(001)晶面间距无显著变化，且衍射强度往往有所增大，而蒙脱石和蛭石均由 14Å 附近收缩至 10Å 附近。此可作为绿泥石与其他 14Å 附近矿物相区别的特征反应。

(3)将试样进行酸的溶蚀处理后，三者之中仅绿泥石衍射线全部消失，其余两者的谱线基本不变。

(4)将试样制成钾饱和定向薄膜，其中绿泥石的 14Å 谱线无变化，蛭石 14Å 谱线收缩至

10Å，而蒙脱石则收缩至12Å附近(有的亦可收缩至10Å)。若再进行300～350℃加热处理，三者之中仅有绿泥石谱线无变化，其余二者均可收缩至10Å左右。

(5)将试样进行硝酸铵处理后，三者之中仅绿泥石衍射线无变化。镁质蛭石14Å谱线将收缩至10Å，蒙脱石则收缩至12Å附近。

5.伊利石与水化埃洛石两种矿物都有10Å附近谱线，可按下列方法区分：

(1)试样处理成镁饱和甘油化定向薄膜后，伊利石谱线无变化；水化埃洛石的10Å谱线将扩展至11Å附近。

(2)试样进行300～350℃加热处理后，伊利石谱线无变化；水化埃洛石的10Å谱线将收缩至7.2Å附近。

6.伊利石类矿物 $d(003)=3.22\sim3.36$Å，石英 $d(101)=3.34$Å左右，这两种矿物都是土中常见的，在判读 $d=3.34$Å左右谱线时容易混淆，应当注意。石英以 $d(100)=4.26$Å附近谱线为依据较为适宜。

7.二八面体和三八面体的粘土矿物，可用(060)晶面间距大小以及(002)谱线的强弱来鉴别。

通常二八面体的 $d(060)=1.48\sim1.51$Å，并且(002)谱线较强；三八面体的 $d(060)=1.52\sim1.53$Å，(002)谱线较弱或没有。应当注意不要将石英的1.53Å附近的谱线加以误判。

(三)记录

1.本试验系定性的鉴定，而不是定量分析，所以鉴定结果依据主要衍射峰的高度和面积粗略地加以估计后，按各种粘土矿物大致含量由多到少依次排列。至于伴存的非粘土矿物，亦按其大致含量由多到少地依次排列在粘土矿物后面。

2.试验记录中除了将鉴定出的矿物依次排列外，还应将整理后的衍射数据列入记录中，同时应将试样的 x 射线衍射图谱附在成果鉴定之后。

注：本章内容摘录于水利部《土工试验规程》(SL 237—1999)。

附　录

附录 A　试验资料的整理与试验报告

A.0.1　为使试验资料可靠和适用，应进行正确的数据分析和整理。整理时对试验资料中明显不合理的数据，应通过研究，分析原因（试样是否具有代表性、试验过程中是否出现异常情况等）或在有条件时，进行一定的补充试验，便可决定对可疑数据的取舍或改正。

A.0.2　舍弃试验数据时，应根据误差分析或概率的概念，按 3 倍标准差（即 $\pm 3s$）作为舍弃标准，即在资料分析中应该舍弃那些在 $\bar{x} \pm 3s$ 范围以外的测定值，然后重新计算整理。

A.0.3　土工试验测得的土性指标，可按其在工程设计中的实际作用分为一般特性指标和主要计算指标。前者如土的天然密度、天然含水率、土粒比重、颗粒组成、液限、塑限、有机质、水溶盐等，系指作为对土分类定名和阐明其物理化学特性的土性指标；后者如土的粘聚力、内摩擦角、压缩系数、变形模量、渗透系数等，系指在设计计算中直接用以确定土体的强度、变形和稳定性等力学性的土性指标。

A.0.4　对一般特性指标的成果整理，通常可采用多次测定值 x_s 的算术平均值 $\bar{x}$，并计算出相应的标准差 s 和变异系数 C_V，以反映实际测定值对算术平均值的变化程度，从而判别其采用算术平均值时的可靠性。

1.算术平均值 $\bar{x}$ 按下式计算：

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \tag{A.1}$$

式中：$\sum_{i=1}^{n} x_i$——指标测定值的总和；

n——指标测定的总次数。

2.标准差 s 按下式计算：

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2} \tag{A.2}$$

3.变异系数 C_V 按下式计算，并按表 A.1 评价变异性。

$$C_V = \frac{S}{\bar{x}} \tag{A.3}$$

变异性评价　　表 A.1

变异系数	$C_V < 0.1$	$0.1 \leqslant C_V < 0.2$	$0.2 \leqslant C_V < 0.3$	$0.3 \leqslant C_V < 0.4$	$C_V \geqslant 0.4$
变异性	很小	小	中等	大	很大

A.0.5　对于主要计算指标的成果整理，如果测定的组数较多，此时指标的最佳值接近于诸测值的算术平均值，仍可按一般特性指标的方法确定其设计计算值，即采用算术平均值。但

通常由于试验的数据较少，考虑到测定误差、土体本身不均匀性和施工质量的影响等，为安全考虑，对初步设计和次要建筑物宜采用标准差平均值，即对算术平均值加(或减)一个标准差的绝对值($\bar{x} \pm |s|$)。

A.0.6 对不同应力条件下测得的某种指标(如抗剪强度等)应经过综合整理求取。在有些情况下，尚需求出不同土体单元综合使用时的计算指标。这种综合性的土性指标，一般采用图解法或最小二乘方分析法确定。

1.图解法：将不同应力条件下测得的指标值(如抗剪强度)求得算术平均值，然后以不同应力为横坐标，指标平均值为纵坐标作图，并求得关系曲线，确定其参数(如土的粘聚力 c 和摩擦角系数 $\tan\phi$)。

2.最小二乘方分析法：根据各测定值同关系曲线的偏差的平方和为最小的原理求取参数值。

3.当设计计算几个土体单元土性参数的综合值时，可按土体单元在设计计算中的实际影响，采用加权平均值，即：

$$\bar{x} = \frac{\sum w_i x_i}{\sum w_i} \tag{A.4}$$

式中：x_i——不同土体单元的计算指标；

w_i——不同土体单元的对应权。

A.0.7 试验报告的编写和审核应符合下列要求：

1.试验报告所依据的试验数据，应进行整理、检查、分析，经确定无误后方可采用。

2.试验报告所需提供的依据，一般应包括根据不同建筑物的设计和施工的具体要求所拟试验的全部土性指标。

3.试验报告的内容应包括：试验方案的简要说明(工程概况，所需解决的问题以及由此对试样的采制，试验项目和试验条件提出的要求)，试验数据和基本结论。

4.试验报告中一律采用国家颁布的法定计算单位。

5.试验报告应按以下方面审查：

(1)对照委托书，检查试验项目是否齐全。

(2)检查试验项目是否按照试验方法标准进行。

(3)综合分析检查各指标间的关系是否合理。

(4)对需要进行数据统计分析的试验报告应检查选用的方法是否合理，结果是否正确。

(5)检查土的定义是否与相关规范标准相符。

6.试验报告审批应符合以下程序：

(1)由试验人员填写成果汇总表。

(2)经校核人员校核汇总表中的数据。

(3)由试验负责人编写试验报告。

(4)由技术负责人签字并盖章发送。

附录 B 土样的要求与管理

B.0.1 采样数量应满足要求进行的试验项目和试验方法的需要，采样的数量按表 B.1 规定采取，并应附取土记录及土样现场描述。

试验取样数量和过土筛标准　　表 B.1

试验项目 \ 土类 \ 土样数量	粘　土		砂　土		过筛标准（mm）
	原状土（筒）ϕ10cm×20cm	扰动土（g）	原状土（筒）ϕ10cm×20cm	扰动土（g）	
含水率		800		500	
比重		800		500	
颗粒分析		800		500	
界限含水率		500			0.5
密度	1		1		
固结	1	2000			2.0
黄土湿陷	1				
三轴压缩	2	5000		5000	2.0
膨胀、收缩	2	2000		8000	2.0
直接剪切	1	2000			2.0
击实、承载比		轻型 > 15000 重型 > 30000			5.0 20(40)
无侧限抗压强度	1				
反复直剪	1	2000			2.0
相对密度				2000	
渗透	1	1000		2000	2.0
化学分析		300			2.0
离心含水当量		300			0.5

B.0.2　土样的验收和管理：

1. 土样送达试验单位，必须附送样单及试验委托书或其他有关资料。送样单应有原始记录和编号。内容应包括工程名称、试坑或钻孔编号、高程、取土深度、取样日期。如原状土应有地下水位高程、土样现场鉴别和描述及定义、取土方法等。试验委托书应包括工程名称、工程项目、试验目的、试验项目、试验方法及要求。例如原状土进行力学性试验时，试样是在天然含水率状态下还是饱和状态下进行；剪切试验的仪器（三轴或直剪）；剪切试验方法（快剪、固快，不固结不排水，固结不排水等）；剪切和固结的最大荷重；渗透试验是垂直还是水平方向，求哪一级荷重或某一个干密度（孔隙比）下的固结系数或湿陷、渗透系数；黄土压缩试验须提出设计荷重。扰动土样的力学性试验要提出初步设计干密度和施工现场可能达到的平均含水率等。

2. 试验单位接到土样后，应按试验委托书验收。验收中需查明土样数量是否有误，编号是否相符，所送土样是否满足试验项目和试验方法的要求。必要时可抽验土样质量，验收后登记，编号。登记内容包括：工程名称、委托单位、送样日期、土样室内编号和野外编号、取土地点和取土深度、试验项目的要求以及要求提出成果的日期等。

3. 土样送交试验单位验收、登记后，即将土样按顺序妥善存放，应将原状土样和保持天然含水率的扰动土样置于阴凉的地方，尽量防止扰动和水分蒸发。土样从取样之日起至开始试验的时间不应超过 3 周。

4. 土样经过试验之后，余土应贮存于适当容器内，并标记工程名称及室内土样编号妥善保

管,以备审核试验成果之用。一般保存到试验报告提出3个月以后,委托单位对试验报告未提出任何疑义时,方可处理。

5.处理试验余土时要考虑余土对环境的污染、卫生等要求。

附录C　室内土工仪器通用要求

C.0.1　本标准适用于室内土工仪器,规定试验仪器的通用要求,以保证试验数据的准确可靠。

C.0.2　室内土工仪器设备的通用要求:

1.室内土工仪器的基本参数应能满足各类土性指标试验的要求,各类试验所用仪器的参数应符合现行国家标准《土工仪器的基本参数及通用技术条件》(GB/T 15406)第一篇之4的规定。

2.室内土工仪器应具备预计使用所要求的计量特性(如准确度、稳定度、量程及分辨力等),基本特性要求可按国家标准GB/T15406第一篇之5.5的规定选用。

3.室内土工仪器的结构、材料、工作环境应满足GB/T15406第一篇之5.2、5.3和5.4规定的要求。

C.0.3　室内土工仪器的准确度和校准:

1.各类室内土工仪器的准确度应符合BG/T15406第一篇之5.5.1、5.6.2及该标准附录《土工室内主要仪器准确度表》规定的要求。

2.仪器中配备计量标准器具时,应按规定的检定周期送交有计量检定能力的单位检定。

3.所有室内土工仪器使用前应按有关校验规程进行校准。

4.对专用性强、结构和原理较复杂的仪器,尚未制订计量检定规程和校验方法的,可按《国家计量检定规程编写规则》的要求编写校验方法,按程序审批后进行仪器校验。

C.0.4　不合格仪器及处理方法:

1.不合格仪器系指已经损坏;过载或误动作;工作不正常;功能出现可疑;超过规定的确认间隔时间;铅封完整性被破坏。

2.凡不合格的仪器应停止使用,隔离存放,作出明显的标记。

3.不合格的仪器应作以下处理:

(1)仪器不准确或有其他故障时,应先进行调整,仔细检查或修理,再经检定或校验合格后重新投入使用。

(2)对不能调整或修复的仪器,应报废。

(3)对具有多功能和多量程的仪器,经证实能在一种或多种功能或量程内正常使用时,应标明限制使用的范围,可在规定的正常功能和量程内使用。

C.0.5　仪器设备管理应符合以下要求:

1.编制仪器设备一览表,其内容为:仪器名称、技术指标、制造厂家、购置日期、保管人。

2.编制仪器设备检定(校验)周期表,其内容包括:仪器设备名称、编号、检定周期、检定单位、最近检定日期、送检负责人。

3.所有仪器设备应有统一格式的标志。

(1)标志分"合格""准用""停用"3种,分别以绿、黄、红3种颜色表示。

(2)标志内容:仪器编号、检定结论、检定日期、检定单位。

(3)可拆卸的检测仪表组合成的仪器，每个仪表应有独立的标志；不可拆卸仪表组合成的仪器，可以只有一个标志。

4.仪器说明书应妥善保存，并能方便使用。

5.建立仪器档案，其内容为：使用记录、故障及维修情况记录。

附录D　Duncan　E、μ 模型参数的整理

D-1　切线弹性模量和切线泊松比的计算。

D-1-1　按下式计算切线弹性模量：

$$E_t = Kp_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n\left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\phi)}{2c\cos\phi + 2\sigma_3\sin\phi}\right]^2 \tag{D-1-1}$$

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

式中：E_t——切线弹性模量，kPa；

σ_3——周围压力，kPa；

p_a——大气压力，kPa；

R_f——破坏比，数值小于1；

ϕ——土的内摩擦角，(°)；

c——土的粘聚力，kPa；

K、n——试验常数。

D-1-2　按下式计算切线泊松比：

$$\mu_t = \frac{G - F\lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)}{(1 - A)^2} \tag{D-1-2}$$

$$A = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{Kp_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n\left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\phi)}{2c\cos\phi + 2\sigma_3\sin\phi}\right]}$$

式中：G、F、D——试验常数。

其余符号见(D-1-1)。

D-2　应力应变的计算

D-2-1　按下列公式计算体积应变和侧向应变：

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_v &= \frac{\Delta V}{V_c}\\ \varepsilon_v &= \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3\\ \varepsilon_3 &= \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_1}{2}\end{aligned}\right\} \tag{D-2-1}$$

式中：ε_v——试样在剪切过程中的体积应变，%；

ΔV——试样在剪切过程中的体积变化，cm^3；

V_c——试样固结后的体积，cm^3；

ε_1——轴向应变，%

ε_3——侧向应力，%。

D-2-2 主应力的计算按式(1-14-6)计算。

D-3 试验常数按下列步骤求得：

D-3-1 绘制应力应变关系曲线。根据康德纳的建议，在 σ_3 为常量时，三轴试验的应力应变关系近似双曲线关系，如图 D-3-1 所示。

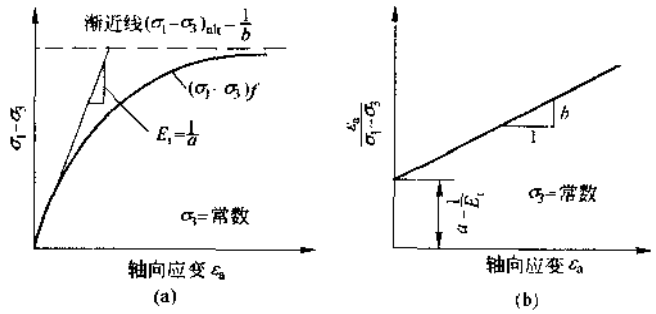


图 D-3-1 三轴试验的应力—应变关系曲线

(a)双曲线应力应变关系；(b)变换纵坐标的双曲线

双曲线关系式：

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}$$

变换坐标后

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_1 \tag{D-3-1-1}$$

式中：a——初始切线模量 E_i 的倒数；

b——主应力差渐近值$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$的倒数。

由 a 和 b 即可求得初始切线模量和主应力差的渐近值。按下式计算破坏比：

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \tag{D-3-1-2}$$

式中：$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$——主应力差的破坏值，kPa；

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$——主应力差的渐近值，kPa。

D-3-2 绘制 E_i 和 σ_3 的关系曲线。根据简布对压缩试验的研究，初始切线模量与固结压力有以下关系：

$$E_i = Kp_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \tag{D-3-2}$$

式中：p_a——大气压力，kPa；

K、n 由 $\lg E_i$—$\lg\sigma_3$ 曲线确定，如图 D-3-2 所示。

D-3-3 绘制轴向应变与侧向应变关系曲线。假定轴向应变 ε_1 与侧向应变 ε_3 成双曲线关系，如图 D-3-3 所示。

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_3}{f + D\varepsilon_3}$$

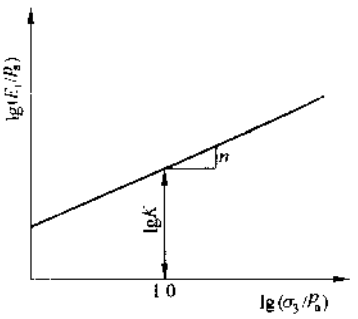


图 D-3-2 $\lg E_i$—$\lg\sigma_3$ 关系曲线

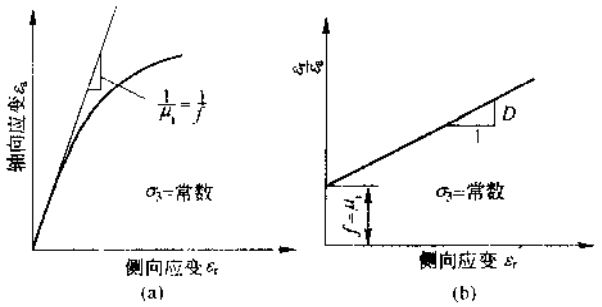


图 D-3-3 轴向应变与侧向应变关系
(a)双曲线主应变关系;(b)变换纵坐标的双曲线

变换坐标后

$$\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = f + D\varepsilon_3 \tag{D-3-3}$$

式中:f——初始切线泊松比;

D——轴向应变渐近值的倒数。

从图 D-3-3 中求得 f、D 值。

D-3-4 绘制 u_i 与 $\lg\sigma_3$ 关系曲线,如图 D-3-4 所示。

$$\mu_i = G - F\lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \tag{D-3-4}$$

式中:μ_i——不同 σ_3 作用下的初始泊松比;

G、F——由 μ_i—$\lg\sigma_3$ 关系曲线求得。

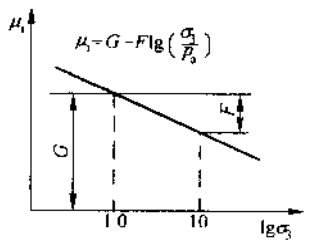


图 D-3-4 μ_i—$\lg\sigma_3$ 关系曲线

式(D-1-1)和式(D-1-2)中共有八个参数 K、n、R_f、c、ϕ、G、D、F。c 和 ϕ 根据库仑—莫尔包线确定。

附录 E Duncan E、B 模型参数的整理

E-1 切线弹性模量和切线体积模量的计算。

E-1-1 切线弹性模量按下式计算:

$$E_t = Kp_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n\left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\phi)}{2c\cos\phi + 2\sigma_3\sin\phi}\right]^2 \tag{E-1-1}$$

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

式中:E_t——切线弹性模量,kPa;

σ_3——周围压力,kPa;

p_a——大气压力,kPa;

R_f——破坏比,数值小于 1;

ϕ——土的内摩擦角,(°);

c——土的粘聚力,kPa;

K、n——试验常数。

E-1-2 切线体积模量按下式计算：

$$B_t = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \tag{E-1-2}$$

式中：B_t——切线体积模量，kPa；

K_b、n——试验常数。

其余符号见式(E-1-1)。

E-2 主应力差、体积应变和侧向应变的计算。

E-2-1 主应力差、体积应变和侧向应变的计算见式(1-14-6)和式(D-2-1)。

E-3 试验常数求法。

E-3-1 根据康德纳的建议，当 σ_3 在常量时，三轴试验的应力应变关系近似双曲线，如图 E-3-1 所示。

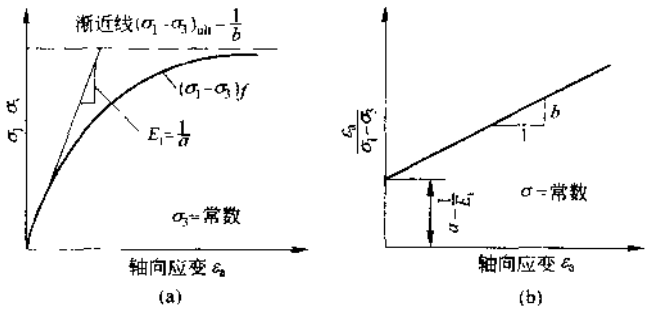


图 E-3-1 应力—应变关系曲线

双曲线关系式：

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}$$

变换坐标后

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_1 \tag{E-3-1-1}$$

取应力水平 70%和 95%两点的连线，求得 a 和 b。a 为直线在纵坐标上的截距；b 为直线的斜率。由 a 和 b 即可求得初始切线模量和主应力差的渐近线。

按下式计算破坏比：

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \tag{E-3-1-2}$$

式中：$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$——主应力差的破坏值，kPa；

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$——主应力差的渐近值，kPa。

E-3-2 绘制 E_i 和 σ_3 的关系曲线。

根据简布对压缩试验的研究，初始切线模量与固结压力有以下关系：

$$E_i = Kp_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \tag{E-3-2}$$

在双对线坐标上绘制 $\frac{E_i}{p_a}$—$\frac{\sigma_3}{p_a}$ 关系曲线，见图 E-3-2。确定 K、n 值。

E-3-3 初始切线体积模量按下式计算：

$$B_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\varepsilon_v} \tag{E-3-3}$$

式中：B_i——初始切线体积模量，kPa；

ε_v——与应力水平对应的体积应变，%。

取值原则：若土样的体积应变曲线在强度值的70%以前未出现峰值，则取$0.7(\sigma_1-\sigma_3)$应力水平及相应的体积应变ε_v；对于体积应变曲线在强度值的70%之前出现峰值，则体积应变取峰值及取对应的应力水平。

E-3-4 在双对数坐标上绘制$\frac{B_i}{p_a}$—$\frac{\sigma_3}{p_a}$关系曲线，如图E-3-3所示。

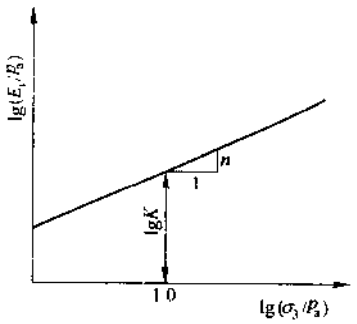


图 E-3-2 $\lg E_i$—$\lg\sigma_3$ 关系曲线

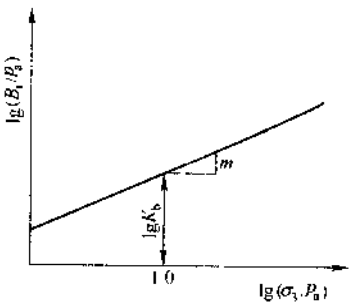


图 E-3-3 $\lg B_i$—$\lg\sigma_3$ 关系曲线

式(E-1-1)和式(E-1-2)中共有七个参数K、n、c、ϕ、R_f、K_b和m。c和ϕ根据库仑—莫尔包线确定。当无粘性土的摩尔包线呈弯曲时，应将每一周围压力下的ϕ值求出，绘制ϕ—$\lg\sigma_3$曲线，并按以下公式计算ϕ值。

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \tag{E-3-4}$$

式中：ϕ_0——当$\frac{\sigma_3}{p_a}$为1时的ϕ值，(°)；

$\Delta\phi$——当σ_3增加10倍时ϕ值的减少量，(°)。

参考文献

1 中华人民共和国国家标准.土工试验方法标准(GB/T 50123—1999).北京:中国计划出版社,1999

2 水利部行业标准.土工试验规程(SL 237—1999).北京:中国水利水电出版社,1999

3 中华人民共和国国家标准.土的分类标准(GBJ/45—90).北京:中国计划出版社,1990

4 窦宜等.土工实验室测定技术.北京:水利电力出版社,1987

5 黄文熙等.土的工程性质.北京:水利电力出版社,1983

6 B.Stvaram and K.Swamee, A computational method for consolidation-coefficient. soil and foundations, Vol.17, No.2, 1977

7 中华人民共和国国家标准.建筑地基基础设计规范(GBJ 7—89).北京:中国建筑工业出版社,1989

8 Annual Book of ASTM standards D4186. Standard Test method One-dimensional consolidation properties of soils using controlled-strain loading, 1983

9 水利部行业标准.核子水分—密度仪现场测试规程(SL 275—2001)北京:中国水利水电出版社,2002

第二篇　土动力特性试验

第一章 概 论

第一节 动 荷 载

动荷载类型很多，如爆炸、地震、风浪、打桩、车辆通行、机器振动等，它们都各有特点。当静荷载作用于土样时，荷载由小到大逐渐增加，只需用大小和方向（压缩或拉伸）即可将荷载描术清楚。当往复循环动荷载作用于土样时，表示动荷载特征的要素有：动荷载幅值大小，振动频率，持续时间，波形形状，规则波还是不规则波等。地震和机器振动是两种不同形式的动荷载，两者性状差别甚大，地震荷载的特征为超低频、幅值大、持续时间短的不规则波；机器振动为高频、幅值小、持续时间长的规则波。

研究土在地震荷载作用下的动力反应是土动力学的主要内容。随着计算技术的快速发展，现今可以用实测得的地震荷载作为动荷载施加于土样进行动力试验，但这样做工作量很大，且地震记录没有重复性，实际意义不大。所以，目前室内常规试验所采用的动荷载，其波形为拉压对称的正弦波，频率为 0.5～2Hz，最常用的为 1Hz。

第二节 常用的土动力指标

土的应力—应变是非线性的，这种特征对地震剪切荷载作用下的地基反应有很大影响。当一个循环荷载作用于土体，其应力—应变曲线可表示为一狭长的封闭滞回圈，见图 2-1-1 由滞回圈可看出土是非线性的，而且能吸收相当大的能量。应力—应变的非线性和吸收能量现象在应变水平大时更为明显，而在加荷初期和小应变时接近线性和弹性。进行地震条件下的地面反应分析时，土体处于较小的应变水平大多采用等效线性粘弹体模型来描述土的应力—应变特征，用图 2-1-1 的滞回圈确定土的剪切模量和阻尼比。当动荷载较大或持续时间较长时，相应土的应变逐渐增大，土处于高应变水平，这种情况下需要评估在地震荷载作用下地基的稳定性，这时需要确定土的动强度。所以在地震荷载作用下，进行地面动力反应分析时，需确定小应变下的剪切模量和阻尼比；在大应变时需确定土的动强度。

一、动模量

动模量定义为引起单位动应变所需的动应力。

1.动剪切模量

$$G_d = \frac{\tau_d}{\gamma_d} \tag{2-1-1}$$

式中：G_d——动剪切模量，kPa；

τ_d——动剪应力，kPa；

γ_d——动剪应变。

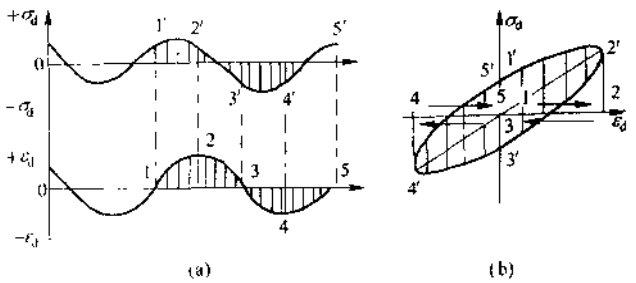


图 2-1-1　应力—应变记录曲线和滞回圈

2.动压缩模量

$$E_d = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_d} \tag{2-1-2}$$

式中：E_d——动压缩模量，kPa；

σ_d——动轴应力，kPa；

ε_d——动轴应变。

已知土的泊松比 μ，G_d 和 E_d 以及 γ_d 和 ε_d 可相互换算，有如下关系：

$$G_d = \frac{E_d}{2(1+\mu)} \tag{2-1-3}$$

$$\gamma_d = (1+\mu)\varepsilon_d \tag{2-1-4}$$

式中符号同上。

测定动模量的方法是将动荷载施加于试样上，同时记录动应力和动应变，某一循环的动应力与同一循环的动应变之比即可得动模量，见图 2-1-1(a)。

3.另一个测定小应变时的动模量可通过物探试验，直接测定土的剪切波速 v_s，用下式计算剪切模量 G：

$$G = \rho v_s^2 \tag{2-1-5}$$

式中：G——剪切模量，kPa；

ρ——土的密度，g/cm^3；

v_s——剪切波速，m/s。

二、阻尼比

阻尼比定义为土的阻尼系数与临界阻尼系数之比。阻尼比可衡量一周循环荷载内土吸收能量的特性，吸收能量大小可用图 2-1-1(b)滞回圈面积表示。阻尼比 D 按下式计算：

$$D = \frac{1}{4\pi}\frac{A_c}{A_T} \tag{2-1-6}$$

式中：A_c——滞回圈面积；

A_T——三角形 $\Delta 122'$ 面积。

另一种常用的计算小应变时阻尼比的方法为自由振动法，见图 2-1-2，用下式计算阻尼比 D：

$$D = \frac{1}{2\pi}\frac{1}{N}\ln\frac{A_1}{A_{n+1}} \tag{2-1-7}$$

式中：D——阻尼比；

N——计算所取的振动次数；

A_1——停止激振后第 1 周的振幅，mm；

A_{n+1}——停止激振后第 $N+1$ 周的振幅，mm。

三、动强度

土在动荷载作用下，土的应力、应变及孔隙压力随时间（振动次数）而变，动强度是给一定振动次数后试样达到破坏的振动剪应力，振动剪应力与破坏周数的关系曲线称为动强度曲线，见图 2-1-3。对某一定密度的土，作用的动剪应力大，达到破坏的振次少；动剪应力小，振动次数多。破坏标准有应变标准、孔压标准和极限平衡标准等，不同破坏标准得到不同的动强度。

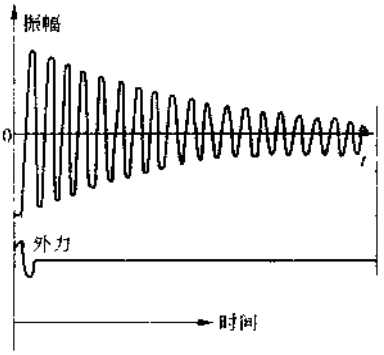


图 2-1-2　振幅随时间的衰减曲线

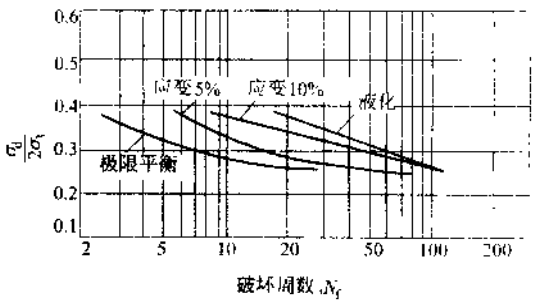


图 2-1-3　不同破坏标准的动剪应力比与破坏周数的关系

第三节　测定动力指标的试验方法

一、现场试验

现场试验有物探试验和表面振动试验，见图 2-1-4。其设备主要由激振器（能源发射部分）和拾振器（接受能源部分）组成。目前广泛应用物探试验，根据拾振器的位置，物探试验又分跨孔法、上孔法和下孔法三种。跨孔法需两个钻孔，在两孔中分别放置激振器和拾振器；上孔法和下孔法都只需一个孔，上孔法将激振器放在孔中，拾振器放在地面；下孔法相反，将拾振器放在孔中。当激振器激振开始时与拾振器接收到振波时的时间差是振波通过地层所需的时间，再从两者距离即可计算得剪切波速，从而得到剪切模量。表面振动法的激振器和拾振器都放

在地面，方法相似。由于激振器的能量有限，不可能对地层有大的波动影响，这两种现场方法所引起的应变水平将是很低的，远小于地震引起的应变水平，见图 2-1-5。图中给出几种现场和室内试验的应变水平，由现场试验可以测定小应变时土的模量。

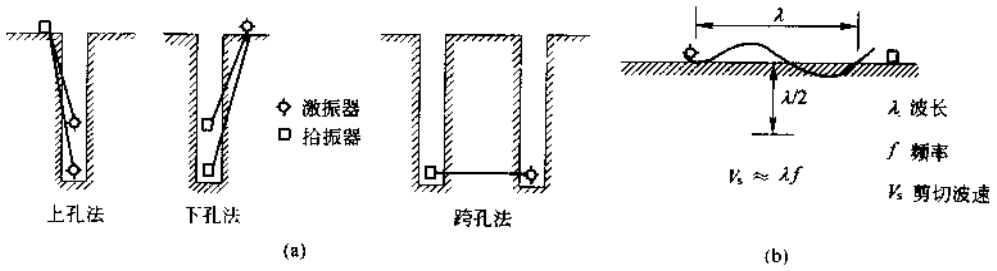


图 2-1-4 测定剪切模量的现场试验
(a)物探试验；(b)表面振动试验

二、室内试验

1.动三轴试验

动三轴试验是对圆柱形试样在垂直方向施加往复循环荷载，见图 2-1-6。动三轴试验可直接测定小应变的压缩模量和阻尼比；随着振动周次的增多，变形增大，试样达到破坏，可确定大应变时土的动强度以及饱和砂的抗液化强度。

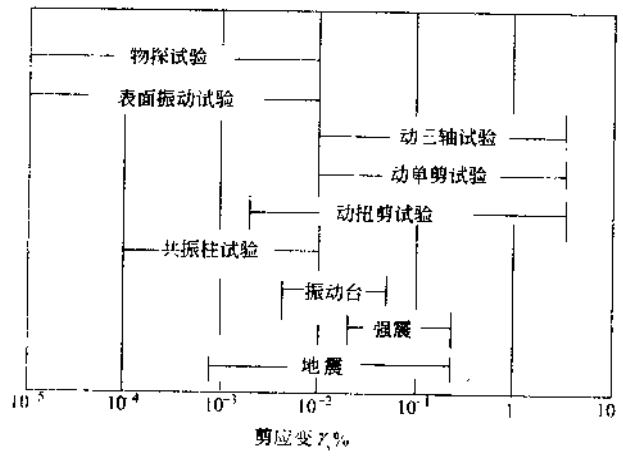


图 2-1-5 各试验方法的近似应变水平范围

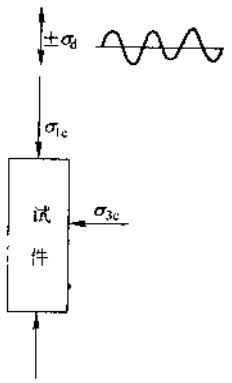


图 2-1-6 动三轴试验

动三轴试验的优点：

(1)能方便地施加各种应力以适应工程实际；(2)对各类土，如砂性土、粘性土、扰动土、原状土、疏松土、密实土等均能方便地制备和试验；(3)能较精确地控制应力和应变；(4) 试验设备和操作方法相对较简单。

动三轴试验的主要缺点：

(1)三轴容器加荷条件与现场地震应力条件有很大差别；(2)施加轴向往复荷载，压半周时轴向为大主应力方向，拉半周时轴向为小主应力方向，每一加荷周期主应力方向转动 90°；(3)

试验时三个主应力方向都发生变形，而现场为单向变形。

尽管如此，由于该试验能较好地制备各种状态（各种密度、含水量、颗粒级配）的试样，能较准确地控制试验条件（固结压力、初始应力比、反压力等），能可靠地测定试验过程中的动应力、动应变和动孔压的变化过程，并能提供在较大应变水平范围内多项动力试验成果，因而是室内试验中被最广泛使用的试验方法。

2.动单剪试验

动单剪试验是对单剪试样施加动剪应力或动剪应变，可直接测定小应变时的剪切模量和阻尼比；随着振动周次增大，剪应变增大，试样达到破坏，可确定土的动强度和饱和砂的抗液化强度。有两种形式的单剪试样，如图 2-1-7(a)所示的圆形试样，为柔性侧限；图 2-1-7(b)的矩形试样，为刚性侧限。动单剪试验是在不排水条件下进行的，要求试样侧壁不漏水且均匀变形。对于矩形试样，为刚性侧壁，侧向能产生均匀的剪应变，但防漏要求不易达到。为防止漏水需制作矩形乳胶膜或橡皮膜，要制作尺寸合适的防水膜很困难，另外矩形试样安装也很困难，因此一般试验室都不采用矩形试样的单剪仪。对于圆形试样，常用两种方法封闭试样，见图 2-1-8，一种方法是用乳胶膜包复试样，膜外用多个金属叠环，支持试样。乳胶膜可防漏，叠环可供试样侧向变形；另一种是用特殊的乳胶膜包复试样，膜内放置强度高易弯曲的螺旋状金属丝，使既能防漏又能侧限变形。目前大多采用圆形试样的单剪仪

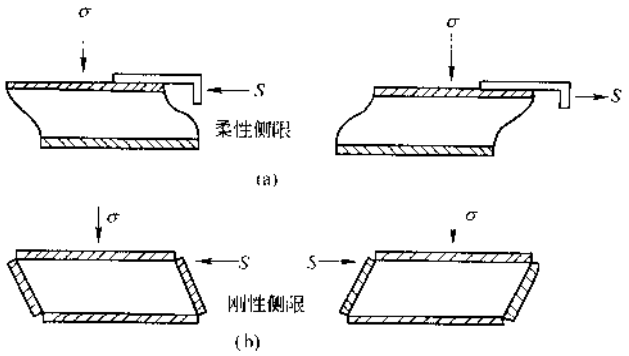


图 2-1-7　单剪试验的两种试样

(a)圆形试样；(b)矩形试样

单剪试验的优点有：

(1)能最近似地重现现场土层承受强震条件的情况；(2)适用于原状土、扰动土、各种密度和含水量的制备土；(3)设备较简单，操作方法容易掌握。

单剪试验的主要缺点是侧壁变形不均匀，易形成应力集中，另外无法确定侧壁应力。

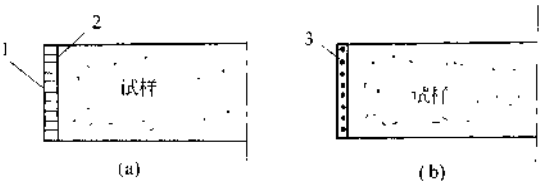


图 2-1-8　单剪试样的两种侧壁

1-不锈钢叠环；2-乳胶膜；3-内有高强钢丝的厚乳胶膜

3.动扭剪试验

扭剪式单剪仪是国内外公认的研究土动力特性较完善的试验仪。试样呈中空环状，且内外高度不等，内外高度之比等于内外直径之比，试样尺寸见图 2-1-9。在试样顶部施加扭矩时，则在试样表面和内部分布比较均匀的剪应力；中空试样内侧和外侧可分别施加侧压力；试样由

乳胶膜包裹，能在不排水状态下试验。该仪器可模拟现场应力条件，是测定动力指标和研究动力条件下土应力应变特性较为理想的仪器。然而该仪器结构复杂，操作困难，试样内外乳胶膜不易密封，制样较困难，仅能做扰动土。

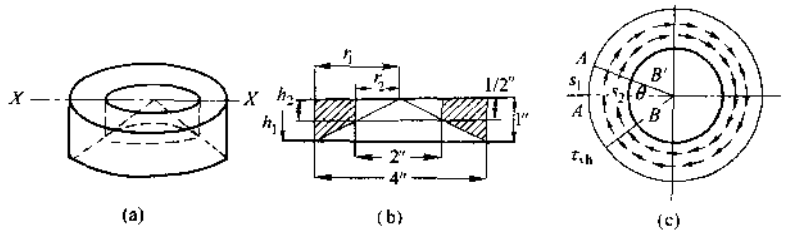


图 2-1-9　扭剪试样

(a)试样；(b)断面 $X—X$；(c)俯视图，作用有 τ_{th}

图 2-1-10 给出另一形式扭剪试样，为中空圆柱试样。试验可控制试样轴向压力和内、外侧压力。可以测定很小的应变，也可测定如强震条件下较大的应变。用较低的频率对试样施以缓慢的扭摆，可直接测定应力和应变关系。该试验可确定土的剪切模量、阻尼比和动强度，但也仅能制备扰动试样。

这两种扭剪仪并未大量生产，国外仅少数研究单位备有动扭剪仪，限于基本研究。

4.共振柱试验

共振柱试样为圆柱体，有实体和中空两种，见图 2-1-11。试验时在试样一端施加小振幅的扭转振动力或轴向振动力，振动力在试样内传播，调节振动频率使试样系统达到共振。由共振频率可确定弹性波在试样中的传播速度，从而得到土的动剪切模量或动压缩模量。

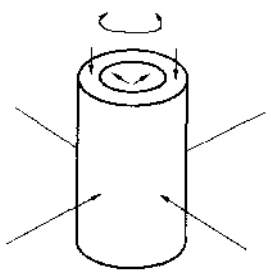


图 2-1-10　中空圆柱试样

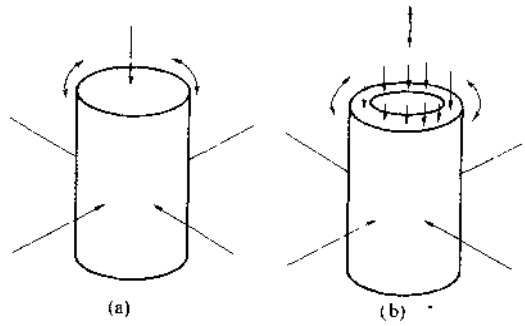


图 2-1-11　共振柱试样

(a)实体；(b)中空

当共振柱试验的试样处于稳态强迫振动状态时，切断驱动力，并同时记录自由振动的振幅衰减过程，由此可计算阻尼比。

共振柱试验的试验应变较小，处于低应变水平范围，为无损试验，可为地面动力反应分析提供小应变时的指标，不适用于大多抗震设计。

中空试样试验时其应力和应变较为均匀，但制样较费时，且只能装扰动试样。实体试样制样容易，原状土和扰动土装样都方便，大多试验室多用实体样。

由于这种试验简单，设备便宜且适用于各类土，因而被广泛采用。

5.振动台

振动台试验主要用以确定大试样的剪切模量。试验时试样底部的振动台进行振动，然后切断电源，测定试样的振动反应，计算剪切模量。为减小振动台和试样的边界效应，要求试样长度和厚度有较大的比值，试样尺寸及形状见图 2-1-12。这种试验成本高，难度大。这么大的试样加上振动台自重将有几吨重，需要相当大的能量才能推动它；饱和试样和施加侧限压力都很困难；此外，试验产生的应变很小，不易精确测量应变值。

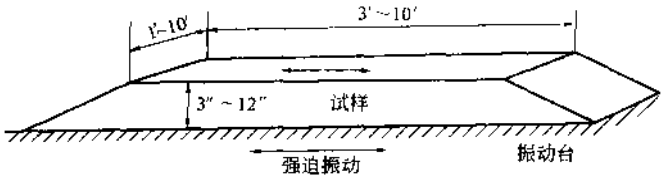


图 2-1-12 振动台试样尺寸

此法适用于研究试验，一般工程不做这种试验，一般实验室不具备这种设备。

第二章　动三轴试验

第一节　试验原理

动三轴试验是将一定密度和湿度的圆柱体试样(ϕ50mm × 125mm 或 ϕ39.4mm × 80mm)在轴对称的三轴应力下进行固结,固结完成后在不排水条件下作振动试验。测定动强度的方法是,设定某一等幅动应力作用于试样进行持续振动,直到试样的应变值或孔压值达到预定的破坏标准值,试验终止。记录试验过程中试样的动应力、动应变和动孔隙压力随振动周次的变化过程线。同样的方法设定另一幅值动应力作用于相同密度的另一个试样进行振动试验,得另一组动应力、动应变和动孔压的变化过程线。作用于试样的动应力幅值越大,达到破坏标准所需的振动周数越少;反之,动应力幅值越小所需振动周数越多。一般用 4 个试样可以得到动应力和破坏周数的关系曲线,即动强度曲线。

测定动模量和阻尼比的方法是,作用于试样的轴向动应力从小幅值开始逐级增大作振动试验,当应变波形明显不对称或孔压明显增大,试验终止。记录试验过程中每级荷载的动应力和动应变曲线,或直接记录应力—应变滞回圈曲线,用以确定各动应变时的动模量和阻尼比。

第二节　试验设备

动三轴试验的设备为振动三轴仪。为达到上述试验要求,动三轴必须具备:

(1)激振设备,对试样施加稳定的等幅的动应力;(2)量测设备,包括高灵敏度的动应力、动应变和动孔压传感器和记录设备;(3)静三轴仪附件,包括试样容器,制样、抽气、饱和设备,加压系统,固结排水系统等。

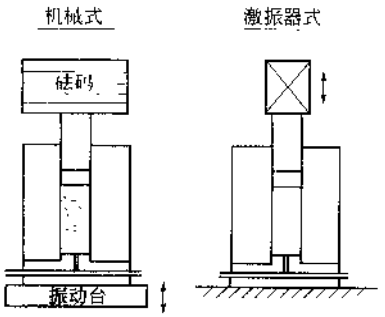


图 2-2-1　动三轴仪振动形式

有多种形式的动三轴仪,国内使用的动三轴仪有惯性力式、电磁激振式、气压激振式及液压伺服激振式等,各形式动三轴的示意图见图 2-2-1。惯性力式也称机械式,将三轴试样室放在由偏心轮带动的振动台上,振动台上下运动时,试样上的砝码产生惯性力,即为施加于试样的动应力。惯性力式结构简单,但它产生的动应力较小,且动应力和静应力相互牵制,使用受到限制。电磁式、气压式和电液伺服式三形式的差别是激振的动力不同,分别以电磁力、气压力和液压力为动力源产生等幅循环动应力作用于试样。这三种动三轴仪的出力都较大,可给出试验所需的超低频和正弦波形的动应力。其他量测设备、记录设备和静力设备,三种形式基本相同。

第三节　试验操作要点

电磁式、气压式和电液式三种形式是应用较广泛的动三轴仪，虽然三者激振的动力不同，而其产生的循环动应力相同，所以试验的操作步骤基本相同。

一、准备工作

1.检查动三轴仪各组成部分，确认激振系统、静力系统及量测系统都能正常工作。对应力、应变及孔压传感器、压力表、百分表等应经常校核和定期标定。

2.明确试验参数，包括试样密度、湿度、固结压力及固结应力比等。

二、试样制备

对原状土制样比较方便，直接切制即可。对扰动土常用两种方法制备：(1)湿装成型法，适用于易沉淀的砂性土、粉砂等无粘性土。按试样体积和干密度算出干土重，将干土加水在烧杯中煮沸排气，冷却后，在试样底座上用承膜筒支撑乳胶膜，将水和土倒入膜内成型。湿装法在水下装土，试样已饱和。(2)击实成型法，适用于含粘粒的各类土。先将风干土过2mm筛，对土喷洒水，调配成一定含水量的土料，密封存放约一昼夜后，将土料在击实筒内分层击实，试样干密度应符合试验要求(当不符时，改变土料的含水量，重新击实)，将击好试样放入饱和器内饱和，试样饱和可用抽气法、毛细法、水头法、二氧化碳法或联合使用。上述成型时所用承膜筒，击实筒和饱和器都是三轴仪附件，与试样尺寸是配套的。

动三轴试验中经常要求测定松软地基土(松砂、软粘土、粉煤灰等)的动力强度指标，这种试验的试样密度很低。制备低密度试样往往是试验过程中耗费时间最长的。在相同的固结条件下，试样动强度取决于试样的密度、饱和度和均匀度。因此，制样是影响试验质量的一个重要过程。同一干密度各组试验的试样，宜一批制备，其干密度、制备含水量、击实过程、抽气、饱和或毛细时间以及试样静置时间(试样制备结束到试验的时间间隔)都应大致相近。

三、试样固结

将制备好并已饱和的试样，在三轴压力室内安装完毕，按要求施加固结应力 σ_1 及 σ_3，进行固结。

1.等压固结，固结应力比 $K=\sigma_1/\sigma_3=1$。

动三轴加压方式与静三轴略有不同，见图2-2-2，静三轴的加压活塞与试样为点接触，加 σ_3 时轴向 σ_1 同步加上，$\sigma_1=\sigma_3$。动三轴由于活塞和试样相连，σ_1 与 σ_3 需分开施加。一般先加 σ_3，在加 σ_3 之前应将活塞固定住，以免加 σ_3 时试样受侧向挤压向上变形而破坏。加完 σ_3，按照事先率定好的 σ_1 与荷载传感器读数的率定曲线，由荷载传感器控制施加 σ_1。加荷完毕，松开活塞，开始固结。

2.不等压固结，$K=\sigma_1/\sigma_3>1$。

当 $K>1$ 时，要求固结过程中 K 大致不变。图2-2-3给出 $K=2$ 的固结情况，要求试样沿 OB 线进行固结。若先沿 OA 作等压固结，再加偏压 AB，这种加压方式不合适，虽然最终都是 B 点，但 OAB 和 OB 固结路线不同，固结变形不同，试验结果也将不同。对松软试样，沿 OB 一次加上试样会被压坏，可分级加荷。加第1级压力时，试样先在等压条件下排水，使土的强度

增大后，增大 σ_1 达到 $K=2$。同样方法施加第 2 级、第 3 级直到所要求的 σ_1 及 σ_3 全部加上进行固结。每级加荷时间间隔视土性而定，排水快的土间隔较短，粘性土需较长时间间隔。

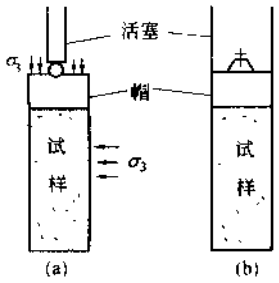


图 2-2-2　试样加压活塞

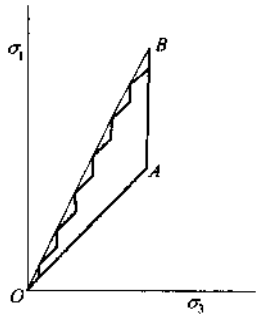


图 2-2-3　不等压固结加压路线

四、施加动应力

固结完成后试样将在不排水条件下作振动试验。加振前，调整好动应力、动应变和动孔压传感器的零点读数。在光线示波器记录仪上将各零点放到适当的位置，并将各传感器的计量标距记录下来。标距是计算物理量的依据，应仔细反复标定。同样若用微机或 $X-Y$ 函数记录仪时，也要调整好零点和标距。

(一)动强度试验

调整好零点即可开始对试样进行振动试验。设定某一动应力 σ_{d1}，启动激振力并同时打开记录仪，记录应力、应变和孔压的变化过程线，当应变值达到应变破坏标准(通常应变达 5%)或孔压达到侧压($u_d=\sigma_3$)，即切断激振力并停止记录，记录曲线如图 2-2-4 所示。该图为一砂土在等压固结条件下进行振动试验的记录。由图可知，在 σ_{d1} 作用下经振动 N_1 周达到破坏，N_1 为破坏周数，用 N_{f1} 表示。对相同条件的另一个试样，用另一动应力 σ_{d2} 进行试验，得试样经 N_{f2} 周达到破坏。同样的方法对另外 2 个试样分别施加动应力 σ_{d3} 和 σ_{d4}，得到破坏周数 N_{f3} 和 N_{f4}。用这 4 个试样资料在半对数纸上作 $\frac{\sigma_d}{2}-N_f$ 曲线，见图 2-2-5，称为动剪应力与破坏周数关系曲线，或称动强度曲线或抗液化强度线，每一条 $\frac{\sigma_d}{2}-N_f$ 线均应标明试样密度 ρ，试验侧压力 σ_3，固结应力比 K 以及破坏标准 ε_f。

为能较好地绘制 $\frac{\sigma_d}{2}-N_f$ 曲线，试验点应分布均匀，最理想的情况是这 4 个点大致能落在 4 ~ 6 周、10 ~ 15 周、20 ~ 30周、50 ~ 70 周范围内。当设定的 σ_d 太大，则刚开始振动试样就坏，定不出周数；当 σ_d 太小时振动 200 ~ 300 周也不坏；或者几个试验点挤在一起，出现这种情况时必须增补试验，这将使工作量增加很多。

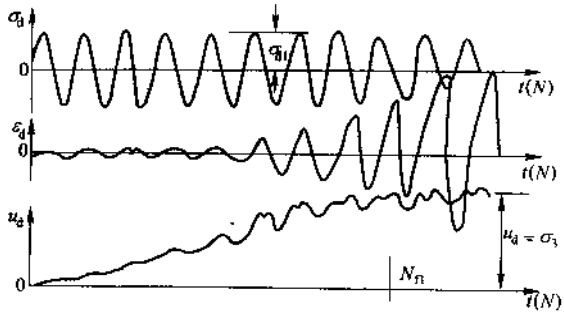


图 2-2-4　动应力、动应变、动孔压的时程曲线

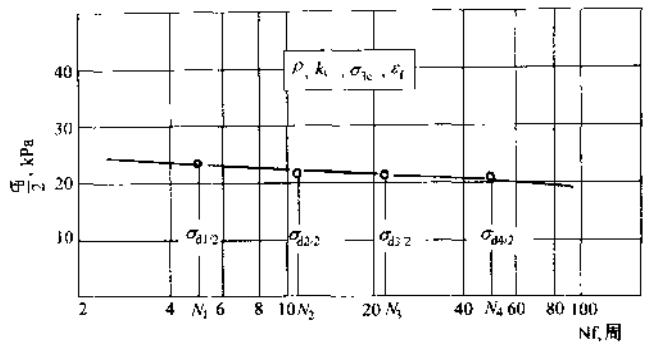


图 2-2-5　动剪应力($\frac{\sigma_d}{2}$)与破坏周数(N_f)关系曲线

(二)模量和阻尼比试验

调整好零点后即可作振动试验。在同一个试样上动应力由小到大逐级施加，振动时记录动应力、动应变和动孔压。每级动应力的振动次数不要超过 10 次，在满足试验要求下每级动应力的振动次数应尽可能的少，因累积的振动次数必将影响试样的孔压和刚度。为便于作图和计算，计算用的动应力动应变曲线应取用快速记录。第 1 级动应力值的大小随动应力和动应变传感器的敏感度而异，在可能正确测读的条件下设定较小的动应力。后一级动应力可设定比前一级大 1 倍。当应变波形明显不对称或孔压值较大时，停止试验。

参照图 2-1-1 的记录曲线和滞回圈的绘制方法，并用式(2-1-2)和式(2-1-6)计算动压缩模量和阻尼比。可以看出作图和计算非常麻烦。若用微机或 $X—Y$ 函数记录仪直接作出滞回圈将方便得多。当用 $X—Y$ 函数记录仪时，要注意记录笔的启动阻力对小应变的滞回圈会有较大的误差。最好用微机作图和计算一起完成。

第四节　资料整理

在动三轴试验的振动过程中，同时记录了应力、应变和孔压三物理量的变化。对于粘性土孔压的传递和消散需要时间，所以记录得的动孔压并不真正反映粘土试样内孔压变化。在整理资料时，有关孔隙压力资料仅对砂性土才有意义。

一、动强度试验

(一)动强度曲线

由动三轴试验直接得出轴向动应力与破坏周数的关系曲线，表示为 $\sigma_d—N_f$ 曲线。土力学中常用剪切强度，三轴试样在 45°面上的剪应力 $\tau_d=\sigma_d/2$，因而动剪应力强度线为 $\tau_d—N_f$ 或 $\frac{\sigma_d}{2}—N_f$ 曲线。在资料整理中，$\sigma_d—N_f$ 是最直接最基本的试验成果。每一条动强度曲线都对应某一土的密度(ρ)、固结侧压力(σ_3)、固结应力比(K)以及所采用的破坏标准(ε_f)。常用破坏标准有：极限平衡标准，即孔压达极限平衡临界孔压 $u_d=u_{cr}$；液化标准 $u_d=\sigma_3$；应变标准 ε_f，目前多采用 $\varepsilon_f=5\%$，对等压固结采用应变幅达 5%；对不等压固结，总应变达 5%。图 2-2-6 给出了一种砂土进行 $K=1$ 及 $K=2$ 动强度试验并用不同破坏标准得出的动剪强度线。对于

$K=1$，不同破坏标准的强度线基本一致；对于 $K=2$，不同破坏标准的强度线差别较大。动强度曲线常用下列几种表示形式。

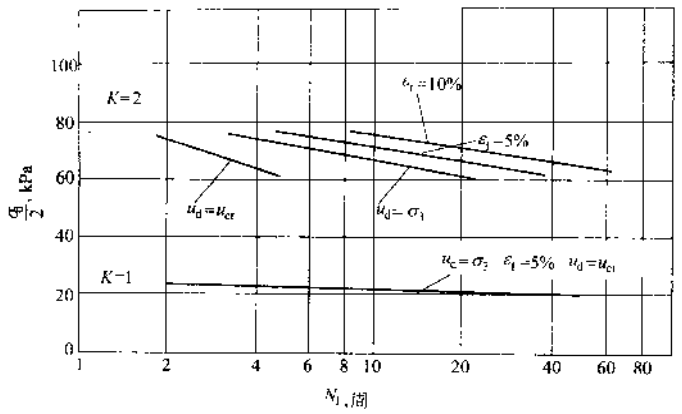


图 2-2-6 不同破坏标准的 $\frac{\sigma_d}{2}\sim N_f$ 曲线

1. $\frac{\sigma_d}{2}-N_f$ 曲线：图 2-2-7 上示有某一密度的砂土，在 2 个 K 和 3 个 σ_3 条件下的 6 条动剪应力与破坏周数的关系曲线。由图可知 $\frac{\sigma_d}{2}$ 随 σ_3 的增大而增大，随 K 的增大而增大。

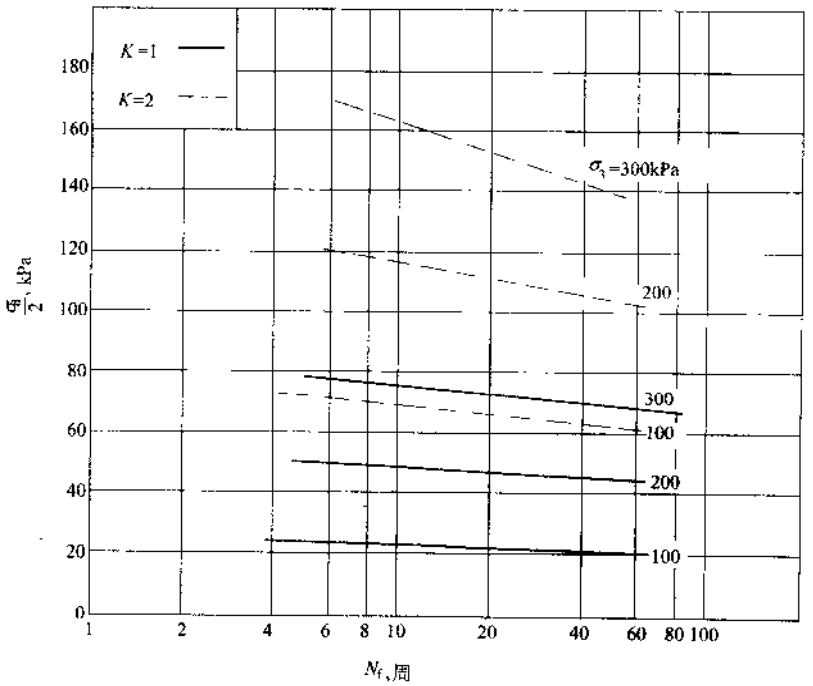


图 2-2-7 $K=1$ 和 $K=2$ 时，$\frac{\sigma_d}{2}\sim N_f$ 曲线

2. $\frac{\sigma_d}{2\sigma_0}-N_f$ 曲线：将图 2-2-7 的纵标除以平均固结压力 σ_0，$\sigma_0=\frac{1}{3}(\sigma_1+2\sigma_3)$，则得图 2-2-8 动剪应力比与破坏周数 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_0}-N_f$ 曲线。由图可知，$K=1$ 时不同 σ_3 的强度线变成一条线，可归

一化，而 $K=2$ 时不能归一化。

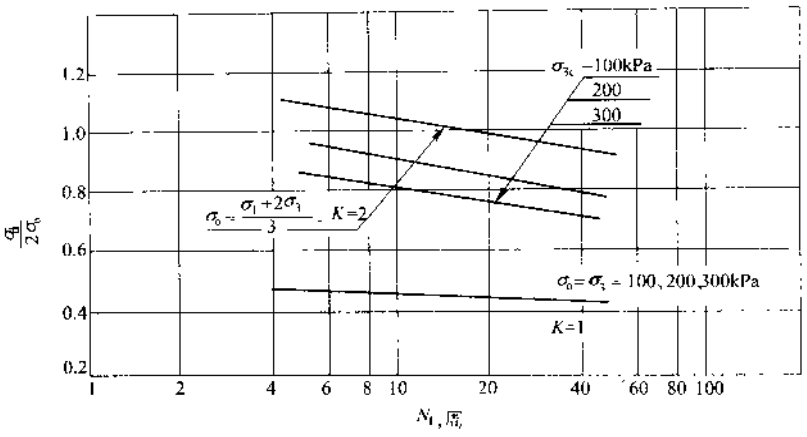


图 2-2-8　$K=1$ 和 $K=2$ 时，$\frac{\sigma_d}{2\sigma_0}-N_f$ 曲线

3. $\frac{\sigma_d}{2}-D_r$ 曲线：用不同密度的砂土进行振动试验得到一组不同密度（通常用相对密度 D_r 表示）时的 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_0}-N_f$ 曲线，如图 2-2-9(a)所示，用这组曲线可以作出 $N_f=10$ 及 $N_f=30$ 时的 $\frac{\sigma_d}{2}-D_r$ 曲线，见图 2-2-9(b)。

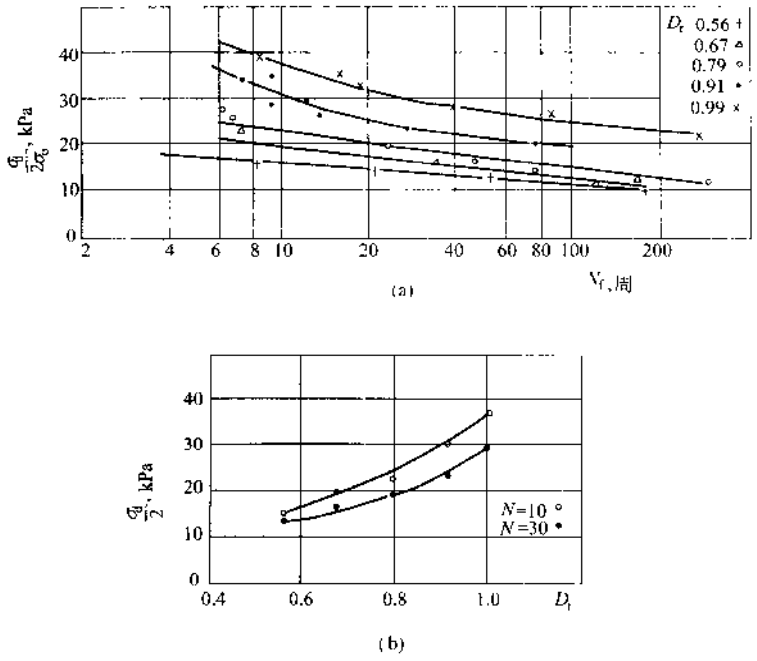


图　2-2-9

(a)不同 D_r 时 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_0}-N_f$ 曲线；(b)$\frac{\sigma_d}{2}-D_r$ 曲线

(二)动孔压和动应变随时间(周数)的发展过程线

图 2-2-10 为 $K=1$ 的$\frac{u_d}{\sigma_3}$—lgN 曲线，u_d 和 N 直接由振动试验记录得到，每条线表示试样在 τ_d 作用下 u_d 发展过程，$u_d/\sigma_3=1$ 之点表示试样达到液化，该点周数即 N_f。

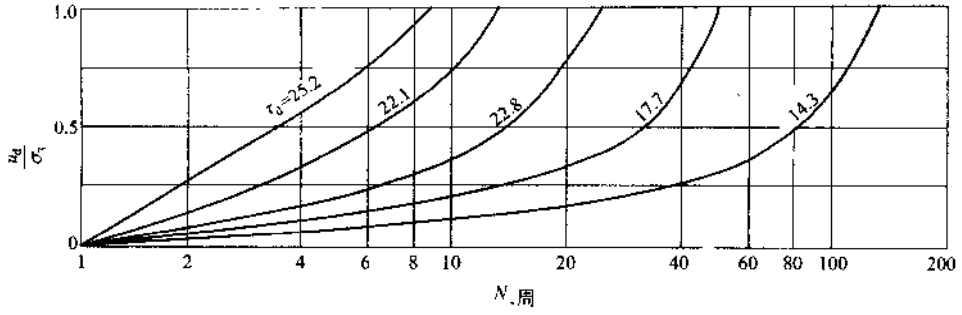


图 2-2-10 孔压发展过程线($\sigma_1=\sigma_3=200$kPa, $r_d=0.92$g/cm^3)

图 2-2-11 为 $K=2$ 的 ε—lg$N$ 曲线，ε 与 N 直接由振动试验记录得到，每条线表示试样在 τ_d 作用下 ε 发展过程。

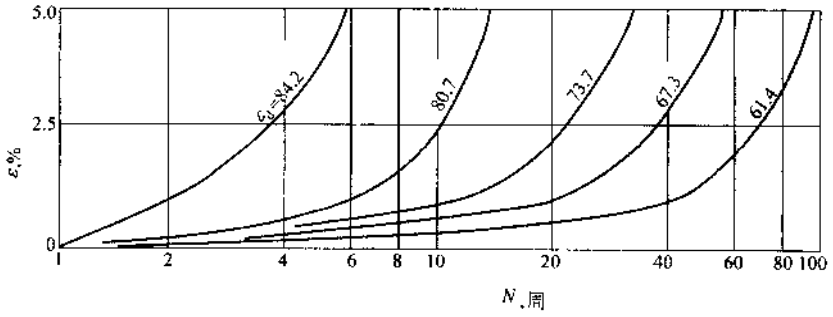


图 2-2-11 应变发展过程线($\sigma_1=200$kPa, $\sigma_3=100$kPa, $r_d=0.92$g/cm^2)

(三)动强度指标 c_d、φ_d 及 c_d'、φ_d'

1.总应力指标 c_d、φ_d：

(1) 对等压固结($K=1$)，现用图 2-2-7 的资料说明绘制 c_d、φ_d 的方法。为求 c_d、φ_d 需作固结应力圆与振动应力圆，见图 2-2-12(a)。对 $\sigma_3=100$kPa、$N_f=10$ 的情况，其固结应力圆为点 O_1。再在图 2-2-7 上 $\sigma_3=100$kPa 的$\frac{\sigma_d}{2}$—N_f 曲线上查出 $N_f=10$ 时的$\frac{\sigma_d}{2}$，得轴向动应力 σ_d。在图 2-2-12(a)上以 σ_d 为直径在 O_1 的两边分别作出压半周(实线圆)和拉半周(虚线圆)应力圆，在图上分别标以 1 和 2，即为振动应力圆。用同样的方法作出 $N_f=10$，$\sigma_3=200$kPa 和 300kPa 的振动应力圆，由图可知拉半周应力圆先达到破坏，作破坏应力圆的包线，包线在纵轴的截距为 c_d，包线对横轴的倾角即 φ_d。该包线是 $K=1$，$N_f=10$ 时的 c_d 和 φ_d，用同样的方法可以作出 $N_f=20$ 或 $N_f=30$ 的 c_d 和 φ_d，所以 c_d 和 φ_d 除与 ρ、σ_3、K、ε_f 有关外，还与 N_f 有关。

(2)对不等压固结(以 $K=2$ 为例)，同样引用图 2-2-7 的资料。对 $\sigma_3=100$kPa、$N_f=10$ 的情况作图，在图 2-2-12(b)上，用 σ_1—σ_3 为直经作出固结应力圆，图上标以 1 的圆。再在图 2-2-7 上

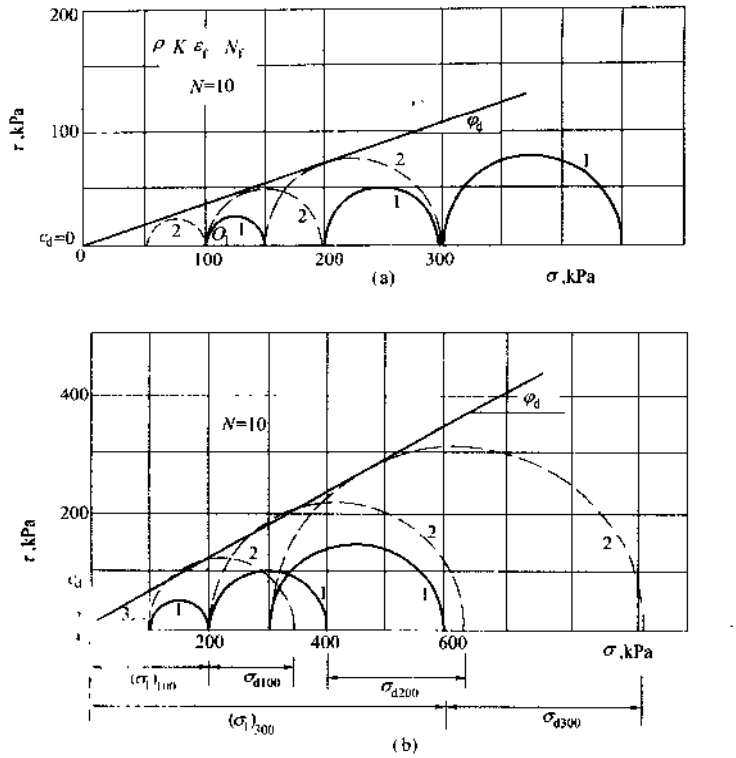


图 2-2-12　$K=1$ 和 $K=2$ 的应力圆

(a) $K=1$ 应力圆；

1-压半周动应力圆；2-拉半周动应力圆；

(b) $K=2$ 应力圆；

1-固结应力圆；2-压半周动应力圆；3-拉半周动应力圆

$K=2$，$\sigma_3=100$kPa 的 $\frac{\sigma_d}{2}$—N_f 曲线上查出 $N_f=10$ 时的 $\frac{\sigma_d}{2}$，得轴向动应力 σ_d。在图 2-2-12(b)上，在横轴上取坐标为 σ_3 及 $\sigma_1+\sigma_d$ 两点作圆(直径为 $\sigma_1+\sigma_d-\sigma_3$)，该圆即为压半周振动应力圆，图上标以 2 的圆；同样取坐标为 σ_3 及 $\sigma_1-\sigma_d$ 两点作圆(直径为 $\sigma_1-\sigma_d-\sigma_3$)，该圆为拉半周振动应力圆，标以 3 的圆。用同样的方法作 $N_f=10$，$\sigma_3=200$kPa 及 $\sigma_3=300$kPa 的振动应力圆，由图可知，$K=2$ 时压半周的振动应力圆先达到破坏。作破坏应力圆的包线，包线在纵轴的截距和对横轴的倾角即为 $N_f=10$ 的 c_d 和 φ_d。c_d 和 φ_d 与试样的 ρ、σ_3、K、ε_f 和 N_f 有关。

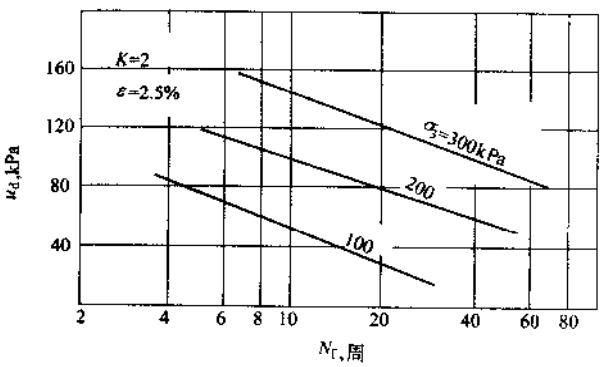


图 2-2-13　u_d—N_f 曲线

2.有效应力指标 c'_d、φ'_d：

对上述总应力的振动应力圆减去其破坏时的孔隙压力即得有效应力的振动应力圆，为此先要作出破坏时的孔

压曲线。对等压固结，破坏时孔压等于侧压，出现破坏应力圆切纵轴的不合理现象，对此目前还无满意的解释。对于不等压固结，可由振动记录曲线查得相应于图 2-2-7 上各试样达破坏时的振动周数和动孔压，作出 u_d—$\lg N_f$ 曲线，见图 2-2-13。现用图 2-2-12(b) $K=2$，$\sigma_3=100$，$N_f=10$ 情况为例，在图 2-2-13 曲线查得 $N_f=10$ 时的 u_d，将图 2-2-12(b)的总应力圆扣去 u_d，即将圆向左移 u_d 的距离，即为有效应力圆，见图 2-2-14，图上标以 1 的为总应力图；标以 2 的为有效应力圆。同样作出 $\sigma_3=200$ 及 $\sigma_3=300$ 的有效应力圆，作应力圆的包线即可得 c'_d 及 φ'_d。

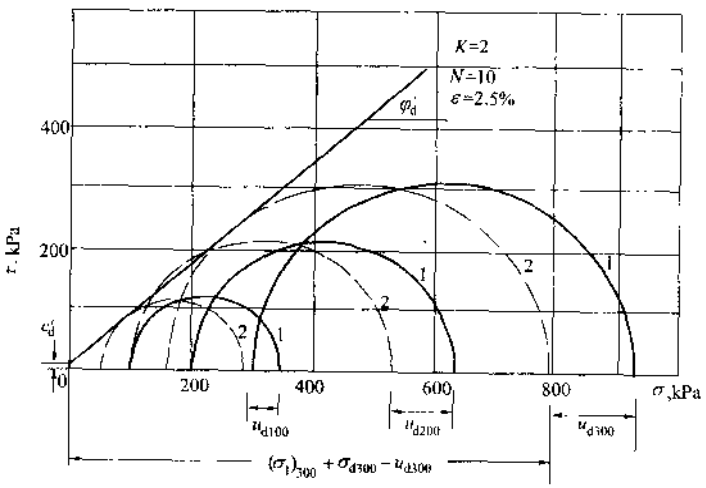


图 2-2-14　有效应力动力圆绘制

1-总应力动应力圆；2-有效应力动应力圆

二、模量和阻尼比试验

(一)动应力与动应变关系曲线

进行模量振动试验时测定各级动应力 σ_d 下的动应变 ε_d，可表示为如图 2-2-15 所示的 3 条应力-应变关系曲线：(1)σ_d—ε_d 曲线；(2)$\frac{\sigma_d}{\varepsilon_d}$—$\varepsilon_d$ 即 E_d—ε_d 曲线；(3) $\frac{1}{E_d}$—ε_d 即 $\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}$ 曲线。

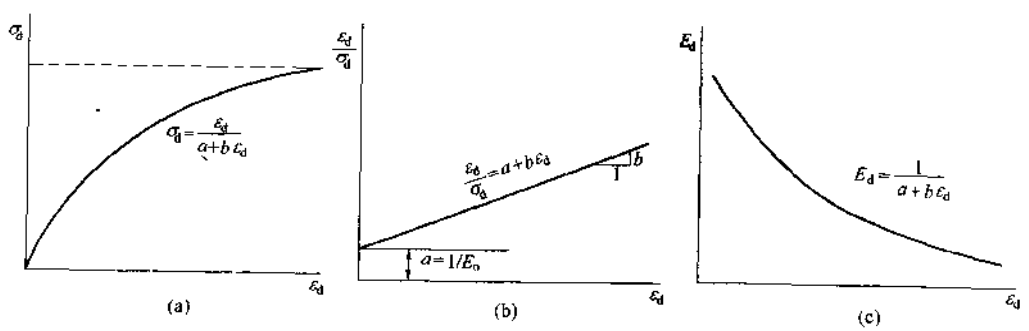


图 2-2-15　动模量试验的应力—应变曲线

(a)σ_d—ε_d 曲线；(b)$\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}$—$\varepsilon_d$ 曲线；(c)E_d—ε_d 曲线

因 σ_d—ε_d 曲线可用双曲线描述，则$\frac{\varepsilon_d}{\sigma_d}$—$\varepsilon_d$ 有线性关系，其纵轴截距 ε_d/σ_d 即 $1/E_o$，E_o 为初始动压缩模量，或称最大动压缩模量。动剪切模量可换算得到。

(二)动模量比 E_d/E_o 与动应变 ε_d 关系

由图 2-2-15 的$\frac{1}{E_d}$—ε_d 曲线得 E_o，计算出 E_d/E_o，在半对数纸上绘$\frac{E_d}{E_o}$—ε_d 曲线，见图 2-2-16。

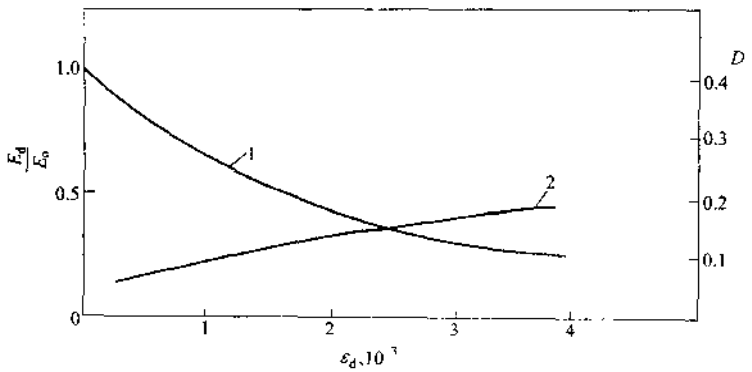


图 2-2-16 $\frac{E_d}{E_o}$—ε_d 及 D—ε_d 曲线

1-动模量比，$\frac{E_d}{E_o}$；2-阻尼比，D

(三)最大压缩模量 E_o 与有效平均固结应力 σ_o' 的关系

在双对数纸上 E_o 与 σ_o' 呈线性关系，见图 2-2-17，可用下式表示。

$$E_o = Kp_a\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)^n$$

式中：E_o——最大动压缩模量，kPa；

K——当$\frac{\sigma_o}{p_a}=1$ 时的$\frac{E_o}{p_a}$值，即动压缩模量系数；

n——直线的斜率，即动压缩模量指数；

σ'_o——有效平均固结应力，$\sigma'_o=\frac{(\sigma_1+2\sigma_3)}{3}$，kPa；

p_a——大气压力，kPa。

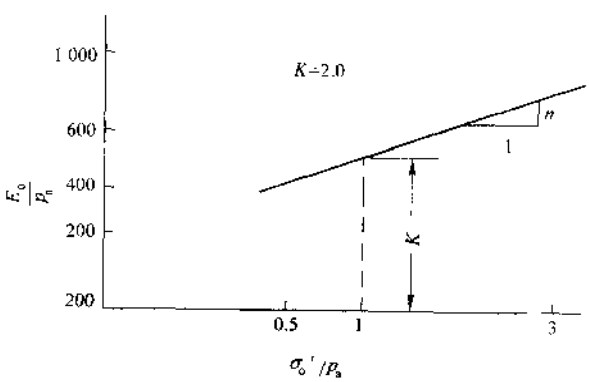


图 2-2-17 最大动压缩模量($\frac{E_o}{p_a}$)与有效平均固结应力($\frac{\sigma'_o}{p_a}$)的关系曲线

(四)阻尼比 D 与动应变 ε_d 的关系曲线

按图 2-1-1 方法做出模量试验每级动应力下的滞回圈，并按公式(2-1-6)计算阻尼比 D，在半对数纸上作出 D—ε_d

关系曲线，见图 2-2-16。

第五节 记录表格

动三轴试验测定动强度与液化的记录表，见表 2-2-1。

试验记录表(动强度与液化) 表 2-2-1

固结前	固结后	固结条件	试验及破坏条件
试样直径 d (mm)	试样直径 d_c (mm)	固结应力比 K	振动频率 (Hz)
试样高度 h (mm)	试样高度 h_c (mm)	轴向固结应力 σ_1(kPa)	给定破坏振次 (次)
试样面积 A (cm^2)	试样面积 A_c(cm^2)	侧向固结应力 σ_3 (kPa)	均压时孔压破坏标准 (kPa)
试样体积 V (cm^3)	试样体积 V_c(cm^3)	固结排水量 ΔV (ml)	均压时应变破坏标准 (%)
试样干密度 ρ_d(g/cm^3)	试样干密度 ρ_{dc}(g/cm^3)	固结变形量 Δh (mm)	偏压时应变破坏标准 (%)

振次(次)	动剪应变			动剪动应力				动孔隙水压力			
	光点位移 L_ε (cm)	标定系数 K_ε (cm/cm)	动应变 ε_d	光点位移 L_σ (cm)	标定系数 K_σ (N/cm)	动应力 σ_d (kPa)	液化应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_0}$	光点位移 L_u (cm)	标定系数 K_u (kPa/cm)	动孔压 u_d (kPa)	动孔压比 $\frac{u_d}{\sigma_3}$
(1)	(2)	(3)	(4)=$\frac{(2)\times(3)}{h_c}\times 10$	(5)	(6)	(7)=$\frac{(5)\times(6)}{A_c}\times 10$	(8)=$\frac{(7)}{2\times\sigma_0}$	(9)	(10)	(11)=(9)×(10)	(12)=$\frac{(11)}{\sigma_3}$

动三轴试验测定模量和阻尼比的记录表，见表 2-2-2。

动三轴试验记录表(模量与阻尼比试验) 表 2-2-2

固结前		固结后		固结条件	
试样直径 d (mm)		试样直径 d_c(mm)		固结应力比 K	
试样高度 h (mm)		试样高度 h_c(mm)		轴向固结应力 σ_1(kPa)	
试样面积 A (cm^2)		试样面积 A_c(cm^2)		侧向固结应力 σ_3(kPa)	
试样体积 V(cm^3)		试样体积 V_c(cm^3)		固结排水量 ΔV(ml)	
试样干密度 ρ_d(g/cm^3)		试样干密度 ρ_{dc}(g/cm^3)		固结变形量 Δh(mm)	

输出电压(mV)	动应力				动应变				动孔隙水压力				动模量		阻尼比		
	衰减档	光标位移 L_σ (cm)	标定系数 K_σ (N/cm)	动剪应力 σ_d (kPa)	衰减档	光标位移 L_ε (cm)	标定系数 K_ε (cm/cm)	动剪应变 ε_d	衰减档	光标位移 L_u (cm)	标定系数 K_u (kPa/cm)	动孔压 u_d (kPa)	动模量 E_d (MPa)	$1/E_d$ (MPa^{-1})	滞回圈面积 A (cm^2)	三角形面积 A_Δ (cm^2)	阻尼比 λ_d
	(1)	(2)	(3)	(4)=$\frac{(2)\times(3)}{A_c}\times 10$	(5)	(6)	(7)	(8)=$\frac{(6)\times(7)}{h_c}\times 10$	(9)	(10)	(11)	(12)=(11)×(10)	(13)=$\frac{(4)}{(8)}\times 10^{-3}$	(14)=$\frac{1}{(13)}$	(15)	(16)	(17)=$\frac{1}{4\pi}\times\frac{(15)}{(16)}$

第六节　有关问题

1.制备试样时，必须先明确试验要求的试样密度是固结前密度还是固结后密度(即振动前密度)，两者在操作上有较大差别。控制固结前密度比较方便，按要求密度制备一批试样即行。要求控制固结后密度则必须估计试样固结时的排水量，需制备较低密度的试样，待加压固结排水后刚好达到要求的密度。当然固结压力不同，排水量不同，制样时按固结压力大小制备不同密度试样以期固结后能达到大致相同的固结后密度。

2.图 2-2-4 为等压固结条件($\sigma_1=\sigma_3$)的砂土液化记录，其中 ε_d 曲线在拉压方向的变形应相等，ε_d 呈对称嗽叭状。若嗽叭不对称偏向一侧，说明所加 σ_1 不等于 σ_3，ε_d 朝拉向偏为 σ_1 太小，朝压向偏为 σ_1 太大，需调整 σ_1。ε_d 曲线形状可判断是否为等压固结。

3.振动试验时要求所施加的动应力在整个试验过程中是等幅的。然而从记录曲线可知，有的激振器产生的动应力逐渐衰减，有时衰减还比较大。造成衰减的原因，可能是土内孔压增加，刚度降低造成，也可能是土变形使电磁激振器动圈和定圈相对位置变化所致。衰减现象给测读动应力带来不便，若取试验开始时的大值计算动应力明显偏高，相反取接近破坏时的动应力肯定偏低，往往用折中办法取平均值计算动应力。但这种做法并不合理，衰减的动应力不符合试验基本要求。有条件应改进激振器，添置反馈装置，使其产生等幅动应力。

4.地震时对地基影响较大的荷载是往复剪切荷载，试验时要求对土样直接施加剪应力。对于动三轴试验，直接对土样施加轴向动应力，而认为在 45°平面上间接作用动剪应力。当施加轴向振动力 $\pm\sigma_d$ 时，则在 45°平面上产生 $\pm\sigma_d/2$ 的动剪应力，但每一周循环荷载中大主应力方向旋转 90°，见图 2-2-18(a)。理论上讲，当进行双向振动试验时，即轴向作用 $\pm\sigma_d$，同时水平

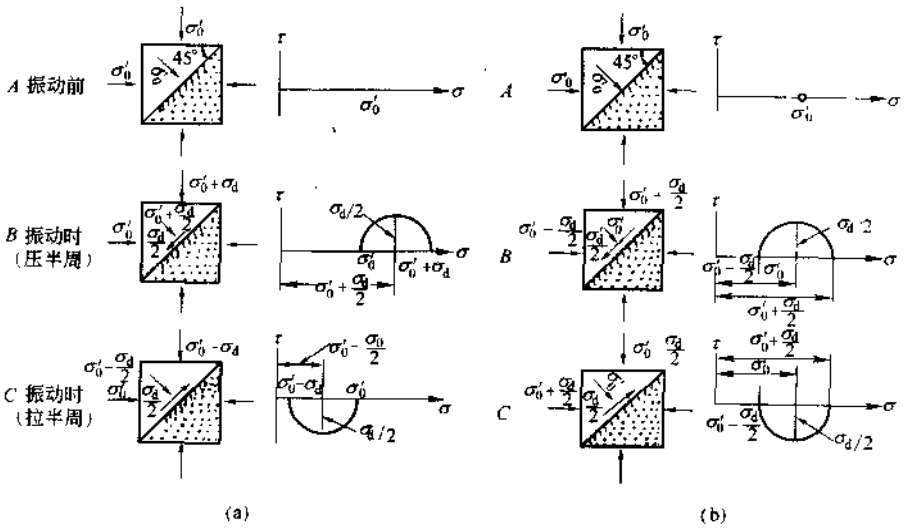


图 2-2-18　轴向和双向动三轴试验机理示意图
(a)轴向振动；(b)双向振动

向作用$\mp\sigma_d$时，则45°平面上将作用$\pm\sigma_d$的剪应力，且主应力方向不变，见图2-2-18(b)。因而，双向振动三轴仪被认为是理想的动三轴仪。在20世纪80年代研制和引进了各种型式的双向动三轴仪，例如机械式、电磁式、气动式、液压伺服式等均研制了双向振动三轴仪，可是至今很少见到双向振动试验成果，究其原因可能由于这种试验太难太复杂了。首先同时在轴向和水平向施加大小相等、相位差180°的动应力几乎很难实现；其次轴向动应力可直接作用于试样，而水平向动应力必须通过介质(水)传递至土样，在传递过程中所有容器、管路及所夹气泡均随压力变化而引起体积变化且产生滞后，使问题进一步复杂；水平动应力必然随位置而异。总之，影响因素太多，试验中很难实现理想中的双向振动。其实单向振动已进行了多年，积累了不少试验资料、经验公式和工程实践经验，不一定苛求45°面上的剪应力。静三轴试验是研究土在静荷载作用下应力—应变—孔压的发展规律；动三轴试验是研究土在动荷载作用下的应力—应变—孔压的发展规律。

第三章　动单剪试验

第一节　试验原理

动单剪试验是对一定密度和湿度的圆形试样(ϕ70mm × 20mm)施加竖向固结压力 σ_v，在无侧向变形的 K_0 条件下进行固结。固结完成后在不排水条件下作水平振动试验，水平动剪应力一般多加在试样底部。当测定动强度时，设定某一水平动剪应力作用于试样进行持续振动，直到试样的剪应变值或孔压值达到预定的破坏标准值，试验终止。试验过程中记录试样的剪应力、剪应变和孔压随振次的变化过程线。由试验记录得出该动剪应力作用下达到破坏所需的振动周数。同样的方法设定另外 3 个动剪应力相应得到 3 个破坏周数，作出动剪应力与破坏周数的关系曲线，即动剪强度曲线。测定模量和阻尼比时，作用于试样的动剪应力从小幅值开始逐渐增大，当剪应变波形明显不对称或孔压明显增大时试验终止。记录试验过程中每级荷载的动剪应力和动剪应变曲线或直接记录应力—应变滞回圈曲线，用以确定各动剪应变时的剪切模量和阻尼比。

第二节　试验设备

动单剪试验的设备为振动单剪仪。它应具备：

(1)激振设备，对试样施加稳定的等幅动剪应力；(2)量测设备，包括剪应力、剪应变和孔压传感器，以及记录设备；(3)静单剪仪附件：试样容器，制样、抽气、饱和设备，加压系统，固结排水系统等。

国内使用的动单剪仪主要为电磁式，在静单剪仪设备基础上配置电磁式激振器、各电测传感器和记录仪。电磁式激振器结构与动三轴的相同，动三轴仪用的是竖式电磁激振器，产生竖向动应力；而动单剪仪用的是卧式电磁式激振器，产生水平向动剪应力。图 2-3-1 为单剪试样盒断面示意图，试样侧限采用叠环和乳胶膜，这样可使试样不漏水；固结时为 K_0 状态；在动剪应力作用下试样产生剪应变。

第三节　试验操作要点

一、准备工作

动单剪试验的激振设备、量测系统、试验要求和目的等与动三轴试验相似，准备工作基本相同。

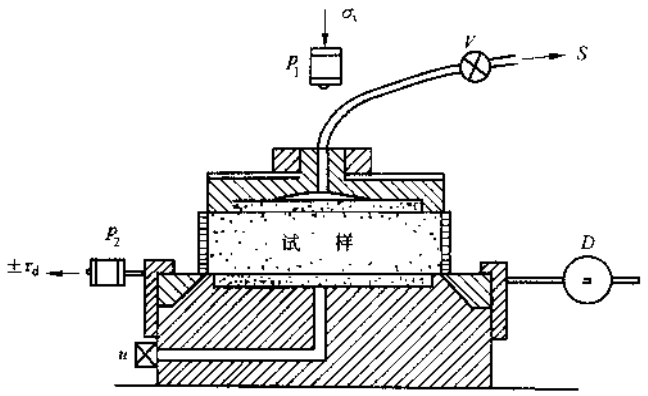


图 2-3-1 单剪试样盒断面示意图

P_1、P_2-荷重传感器；u-孔压传感器；D-位移传感器；V-阀门；S-抽气孔

二、试样制备

制样与直剪仪试样相同，对原状土用环刀切制。对扰动砂样可用湿装法和干装法。湿装法按试样体积和密度计算土重，加水煮沸排气后，直接在试样盒乳胶膜内装样。对含粘粒的土可用击实法和压实法，将土料调配成具有一定含水量，在环刀内将土击实或压实到试验要求的试样密度，将环刀内试样推入试样盒内进行饱和，由于试样较薄，饱和较容易。与动三轴试样要求相同，同一密度各组试验试样的密度、饱和度和均匀度应大致相同。

三、试样固结

1.无初始剪应力 $\tau_0=0$。竖向固结压力 σ_v 由荷重传感器 P_1 控制施加，σ_v 施加完毕进行固结。

2.有初始剪应力 τ_0。竖向固结压力 σ_v 由传感器 P_1 控制施加，初始剪应力 τ_0 由 P_2 控制施加，σ_v 及 τ_0 施加完毕进行固结。当试样密度很低，土很软或 τ_0 较大，应分级加荷，以免试样被挤出或剪坏。

四、施加动应力

参照动三轴试验施加动应力的操作方法。动三轴试验和动单剪试验都以测定土的动强度、动模量和阻尼比为目的，试验过程和试验方法相似。所不同的是动三轴试验施加轴向动应力，测定轴向动应变和孔隙压力；动单剪试验施加水平向动剪应力，测定剪应变和孔隙压力。动三轴试验试样液化时 $u=\sigma_3$，而动单剪试验液化时 $u=\sigma_v$。施加动应力的操作方法完全相同。

第四节 资料整理

可参照动三轴试验中第二章第四节资料整理的方法，以剪应力 τ_d 代替轴应力 σ_d，剪应变 γ_d 代替轴应变 ε_d，剪切模量 G_d 代替压缩模量 E_d，试验曲线形状相似。由动单剪试验可得下列资料。

一、动强度试验

1. τ_d—N_f 曲线：图 2-3-2(a)为一种细砂 $\tau_0=0$，σ_v 为 50、100、140kPa 的动剪应力 τ_d 与破坏周数 N_f 曲线。τ_d—N_f 曲线与 τ_0、ρ、σ_v 及 ε_f 有关。

2. $\frac{\tau_d}{\sigma_v}$—N_f 曲线：上述 3 条曲线用 τ_d/σ_v 表示有归一化特性，见图 2-3-2(b)。

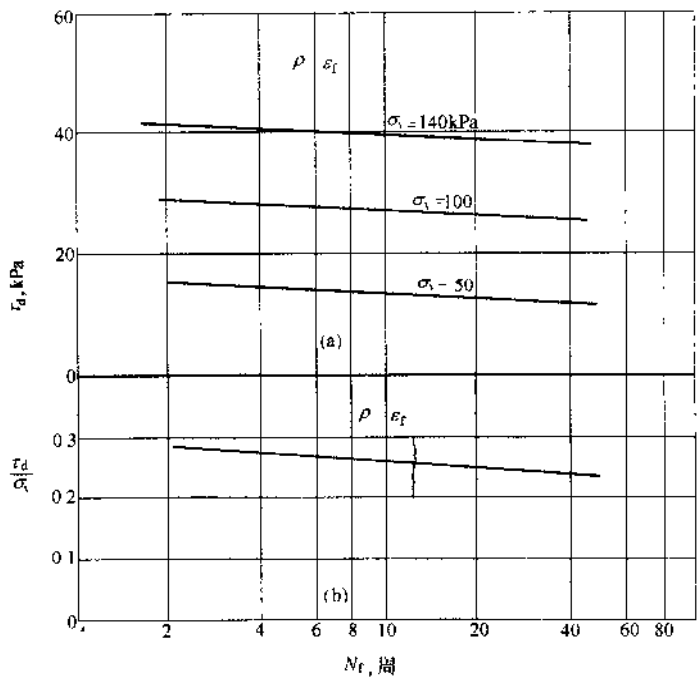


图 2-3-2

(a)τ_d-N_f 曲线；(b)$\frac{\tau_d}{\sigma_v}$-N_f 曲线

3. $\frac{\tau_d}{\sigma_v}$—D_r 曲线：见图 2-3-3，由几种密度的 $\frac{\tau_d}{\sigma_v}$—N_f 曲线资料绘制而成。$\frac{\tau_d}{\sigma_v}$—D_r 曲线与 τ_0、ε_f 及 N_f 有关。

4. 孔隙压力发展过程线：$\frac{u_d}{\sigma_v}$—lg$N$ 曲线，参见图 2-2-10。

剪应变发展过程线曲线 γ_d—lg$N$，参见图 2-2-11。

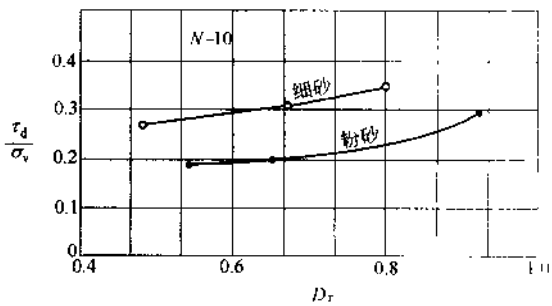


图 2-3-3 $\frac{\tau_d}{\sigma_v}$—D_r 关系

二、模量和阻尼比试验

1. 剪应力—剪应变 3 条关系曲线：(1) τ_d—γ_d曲线；(2) $\frac{\tau_d}{\gamma_v}$—γ_d，即 G_d—γ_d 曲线；

(3)$\frac{\gamma_d}{\tau_d}$—γ_d即$\frac{1}{G_d}$—γ_d曲线。$\frac{\gamma_d}{\tau_d}$—γ_d曲线有线性关系，其纵轴截距为$1/G_o$，G_o为初始剪切模量或称最大剪切模量。3条曲线的绘制参见图2-2-15。

2.剪切模量比与剪应变关系曲线$\frac{G_d}{G_o}$—γ_d曲线的绘制，参见图2-2-16。

3.阻尼比与剪应变关系曲线D—γ_d曲线的绘制，参见图2-2-16。

第五节 记录表格

动单剪试验测定动强度与液化强度的记录表，见表2-3-1。

振动单剪试验记录表(动强度与液化试验)　　表2-3-1

试样直径 d(mm)		试样面积 A(cm²)		竖向固结压力 σ_v(kPa)		初始固结剪应力 τ_o(kPa)	
固结前试样高度 h(mm)		固结后试样高度 h_c(mm)		变形量 Δh(mm)		固结前试样干密度 ρ_d(g/cm³)	
固结前试样体积 V(cm³)		固结后试样体积 V_c(cm³)		固结排水量 ΔV(cm³)		固结后试样干密度 ρ_{dc}(g/cm³)	
振动频率 f(Hz)		τ_o=0时孔压破坏标准(kPa)		τ_o=0应变破坏标准(%)		有τ_o时应变破坏标准(%)	

	动剪应变			动剪动应力				动孔隙水压力			
振次(次)	光点位移 L_ε(cm)	标定系数 K_ε(cm/cm)	动剪应变 γ_d	光点位移 $L\sigma$(cm)	标定系数 $K\sigma$(N/cm)	动剪应力 τ_d(kPa)	液化应力比 τ_d/σ_v	光点位移 L_u(cm)	标定系数 K_u(kPa/cm)	动孔压 u_d(kPa)	动孔压比 u_d/σ_v
(1)	(2)	(3)	(4)=$\frac{(2)\times(3)}{h_c}\times 10$	(5)	(6)	(7)=$\frac{(5)\times(6)}{A_c}\times 10$	(8)=$\frac{(7)}{2\times\sigma_v}$	(9)	(10)	(11)=(9)×(10)	(12)=$\frac{(11)}{\sigma_v}$

动单剪试验测定剪切模量与阻尼比的记录表见表 2-3-2。

振动单剪试验记录表(剪切模量与阻尼比试验)　　表 2-3-2

试样直径 d(mm) 试样面积 A(cm²)		竖向固结压力 σ_v(kPa)		初始固结剪应力 τ_o(kPa)		振动频率(Hz)	
固结前试样高度 h(mm)		固结后试样高度 h_c(mm)		固结变形量 Δh(mm)		固结前试样干密度 ρ_d(g/cm³)	
固结前试样体积 V(cm³)		固结后试样体积 V_c(cm³)		固结排水量 ΔV(cm³)		固结后试样干密度 ρ_{dc}(g/cm³)	

输出电压(mV)	动剪应力				动剪应变				动孔隙水压力				动剪模量		阻尼比		
	衰减档	光标位移 L_σ(cm)	标定系数 K_σ(N/cm)	动剪应力 τ_d(kPa)	衰减档	光标位移 L_ε(cm)	标定系数 K_ε(cm/cm)	动剪应变 γ_d	衰减档	光标位移 L_u(cm)	标定系数 K_u(kPa/cm)	动剪应变 u_d(kPa)	动剪模量 G_d(MPa)	$1/G_d$(MPa⁻¹)	滞回圈面积 A(cm²)	三角形面积 A_Δ(cm²)	阻尼比 λ
	(1)	(2)	(3)	$(4)=\frac{(2)\times(3)}{A}\times 10$	(5)	(6)	(7)	$(8)=\frac{(5)\times(6)}{h_c}\times 10$	(9)	(10)	(11)	$(12)=(11)\times(10)$	$(13)=\frac{(4)}{(8)}\times 10^{-3}$	$(14)=\frac{(1)}{(13)}$	(15)	(16)	$(17)=\frac{1}{4\pi}\times\frac{(15)}{(16)}$

第四章　共振柱试验

第一节　试验原理

共振柱试验是根据圆柱状试样中弹性波的传播理论来测定土的动模量和阻尼比。测定动模量时采用共振法，即对一定湿度、密度和应力条件下的圆柱土样（ϕ50mm × 100mm、ϕ40 × 80mm）施加扭转激振力或轴向激振力，弹性波在试样内传播，调节激振频率致使试样系统发生共振，测定共振频率和相应的应变幅值。由共振频率、试样几何尺寸和两端约束条件可确定弹性波在试样中的传播速度。加扭转激振力可测定剪切波速确定剪切模量；加轴向激振力可测定压缩波速确定压缩（弹性）模量。测定阻尼比有自由振动法和稳态强迫振动法两种方法。自由振动法是常用的方法，在试样发生共振时切断激振力，使试样自由振动，记录振动衰减曲线，计算阻尼比。稳态强迫振动法是对试样顶端稳态激振，测定不同激振频率时试样的振幅与圆频率的关系曲线，计算阻尼比。

共振柱试验一般要有 3 个以上试样进行不同周围压力下的试验，因为振动应变小于 10^{-4} 可认为对试样无损伤，所以可以用一个试样在不同围压下做多次试验。

第二节　试验设备

共振柱试验用的仪器为共振柱仪，其组成部分有：(1)激振系统，可对试样施加扭转激振力或轴向激振力；(2)量测设备，主要为位移、速度（或加速度）传感器及记录设备；(3)试样容器，包括制样设备、加压系统、固结排水系统等。

常用的共振柱仪按试样端部约束条件的不同可分为：一种是一端固定一端自由；另一种是一端固定一端用弹簧和阻尼器支承两种型式，见图 2-4-1。试样端部约束条件对试样的运动特征有较大影响，由于两者受力条件不同，测试结果和计算分析方法也不同。常用的两种形式的试验装置，见图 2-4-2，由图可知，在试样顶部都需安装驱动装置和监控仪器，即使这些附件做得非常精致、轻巧，对试样端部仍会有影响。由于激振和监控系统本身也是一个振动体系而使问题复杂化，振动系统的质量—阻尼—弹簧特性和试样的质量—阻尼—弹簧特性将共同影响测试结果，所以必须对仪器各部件的特征常数进行标定，以对计算结果作相应的修正。

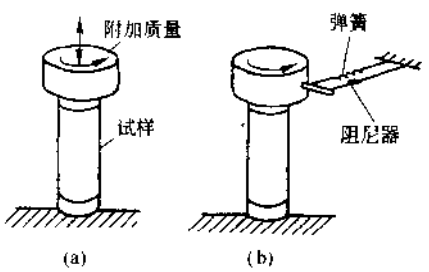


图 2-4-1　不同类型共振柱简图
(a)顶端自由；(b)顶端有支承

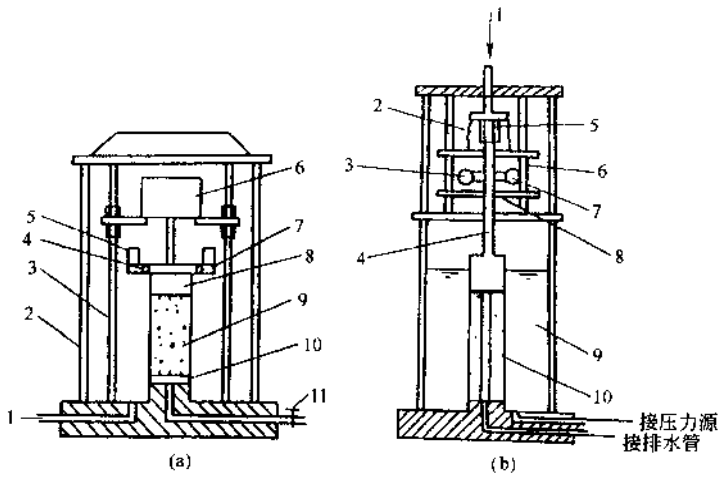


图 2-4-2　共振柱主机示意图

(a)各向等压共振柱

1-接周围压力系统;2-压力室外罩;3-支架;4-加速度计;5-扭转激振器;6-轴向激振器;7-驱动板;8-上压盖;9-试样;10-透水板;11-接排水管

(b)轴向和侧向不等压共振柱示意图

1-轴向压力;2-弹簧;3-激振器;4-旋转轴;5-压力传感器;6-导向杆;7-加速度计;8-上下活动框架;9-水;10-试样

第三节　试验操作要点

一、准备工作

检查共振柱仪各组成部分,激振系统、量测系统及静力系统都能正常工作。对各计量仪表、传感器、压力表等进行校核并定期标定。

二、试样制备

与动三轴试验试样制备方法相同,参考第二章第三节之二。

三、试样安装

试样安装方法与动三轴试样安装相同。对于扭转振动共振柱试验,在仪器顶板和底座上有若干片辐射状分布的刀片,将刀片插入试样两端,使试样上下两端牢固地连接在仪器顶板和底座上。试样装好后即在试样上部安装激振器、加速度计和连接引线等,安装这些附件时要求位置正确、连接可靠又能活动自如,以便能可靠地激振和监测试样的振动性状。

四、试样固结

对于一端固定一端自由的共振柱仪,见图 2-4-2(a),其结构较为简单,但只能施加等压固结压力;图 2-4-2(b)所示共振柱仪可分别施加轴向压力和侧向压力。试样固结方法与动三轴

试验相同，参考第二章第三节之三。

五、施加激振力

两种类型的共振柱仪均可做轴向振动和水平向扭转两个方向的共振试验。前者测定动压缩模量，后者测定动剪切模量。这两种激振的波动方程形式相同，试验步骤相同，计算公式的形式也相同。以下以扭转振动为例说明。

1.稳态强迫振动法测定动剪切模量和阻尼比

测定动剪切模量，启动激振器对试样施加一较小扭转激振力，在该激振力的强迫振动下，连续改变频率找出共振点，测定共振频率和相应的电压值，由电压值确定动剪应变值。加大扭转激振力，用同样的方法确定共振频率及其相应的动剪应变值。激振力逐级加大，后一级的激振力可控制在前一级的 2～4 倍，动剪应变的测试范围可在 10^{-6}～10^{-4}。

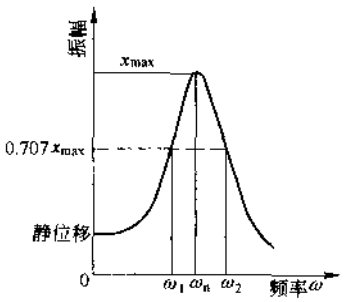


图 2-4-3　稳态振动振幅与频率关系曲线

测定阻尼比，需测定试样在顶部稳态激振时不同激振频率与试样振幅的关系。当激振频率达到系统共振频率后，继续增大频率，这时振幅逐渐减小，测记不同激振频率和相应的应变振幅。增大激振力，重复上述步骤，测记 7～10 组数据。绘制振幅和频率关系曲线，如图 2-4-3 所示。

2.自由振动法测定阻尼比

在试样发生共振时切断激振力，试样进行自由振动，记录试样自由振动过程。用自由振动法测定阻尼比是最常用的方法。

第四节　资料整理

一、共振柱仪特性常数标定

共振柱试验结果与仪器系统的特征常数有关，为此需要对仪器特征常数进行标定。

(一)试样顶部附加物(包括传感器、激振器、驱动板和上压板)的质量惯性矩 I_t 的标定

进行顶部附加物质量惯性矩 I_t 的标定时需要用标定杆，标定杆是共振柱仪设备中的一个附件，标定杆为一已知剪切模量为 G 和质量惯性矩为 I_θ 的的金属圆柱体。标定 I_t 的方法是，以标定杆替代试样放在仪器底座上然后依次在标定杆上部安装好上压板、传感器、激振器和驱动板。由激振器施加激振力，连续改变频率直到系统发生共振，测定共振频率和相应的电压值。按下式计算 I_t：

$$I_t = \frac{GI_\theta}{(2\pi)^2\rho H^2(f_n^2 - f_o^2)} \tag{2-4-1}$$

式中：I_t——试样顶部附加物的质量惯性矩，$kg\cdot m^2$；

G——标定杆的剪切模量，kPa；

I_θ——标定杆的质量惯性矩，$\left(I_\theta = \frac{\pi}{32}d^4\rho H\right)$，$kg\cdot m^2$，其中 d——标定杆的直径，m；

ρ——标定杆的密度，kg/m^3；

H——标定杆的高度，m；

f_o——仪器转动部分的自振频率，s^{-1}；

f_n——试验测定的共振频率，s^{-1}；

(二)仪器转动部分自振频率 f_o 的标定

在不装试样的情况下，将传感器、激振器水平地固定在驱动板上，施加激振力，连续改变频率使发生共振。此共振频率即为仪器转部分的自振频率 f_o。

(三)仪器自振频率对数衰减率 δ_o 的标定

在上面进行自振频率 f_o 的测试过程中，当转动部分发生共振时切断激振力，使转动部分发生自由振动，记录振幅随时间的衰减曲线，见图 2-4-4(a)。在半对数纸上作振幅与波峰数的关系曲线，见图 2-4-4(b)，图上直线斜率为对数衰减率 δ_o。δ_o 可按下式计算：

$$\delta_o = \frac{1}{N}\ln\frac{A_1}{A_{N+1}} \qquad (2\text{-}4\text{-}2)$$

式中：δ_o——对数衰减率；

N——波峰数(计算所取次数)；

A_1——停止激振后第 1 周振幅，mm；

A_{N+1}——停止激振后第 $N+1$ 周振幅，mm。

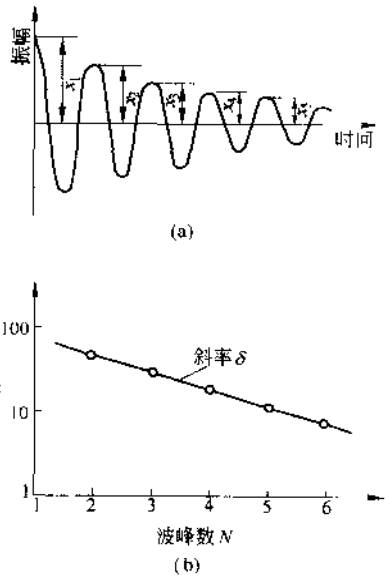


图 2-4-4 对数衰减率的确定

(a)衰减曲线；(b)振幅的对数与波峰数的关系

(四)弹簧系数 k_s 和阻尼系数 k_d 的计算

1.按下式计算仪器的弹簧系数 k_s：

$$k_s = (2\pi f_o)^2 I_t \qquad (2\text{-}4\text{-}3)$$

式中符号见式(2-4-1)。

2.按下式计算仪器的阻尼系数 k_d：

$$k_d = \frac{\delta_o}{\pi}\sqrt{k_s I_t} = 2 f_o I_t \delta_o \qquad (2\text{-}4\text{-}4)$$

式中符号见式(2-4-1)、式(2-4-2)及式(2-4-3)。

二、剪切模量和阻尼比的计算

(一)剪切模量

1.一端固定一端自由的共振柱试验：

$$G = \left(\frac{2\pi f_n H}{F}\right)^2 \rho \qquad (2\text{-}4\text{-}5)$$

式中：G——剪切模量，kPa；

f_n——试验实测共振频率，s^{-1}；

H——试样高度，cm；

ρ——试样密度，g/cm^3；

F——无量纲频率因数，$F = \frac{\omega H}{v_s}$(ω 和 v_s 为共振时的圆频率和剪切波速)，$F\tan F = \frac{I_o}{I_t}$，$F$ 可由图 2-4-5 F—$\frac{I_o}{I_t}$曲线查得；

I_0——试样质量惯性矩，$I_0 = \frac{md^2}{8}$，kg·m²；

I_t——试样顶端附加物的质量惯性矩，由式(2-4-1)确定，kg·m²；

d——试样直径，cm；

m——试样质量，g。

2.一端固定一端约束的共振桩试验：

$$G = \frac{4\pi^2 \rho H^2 I_t (f_n^2 - f_0^2)}{I_0} \quad (2\text{-}4\text{-}6)$$

式中：G——剪切模量，kPa；

f_0——仪器转动部分的自振频率，s^{-1}；

f_n——试验实测共振频率，s^{-1}；

其余符号见式(2-4-5)。

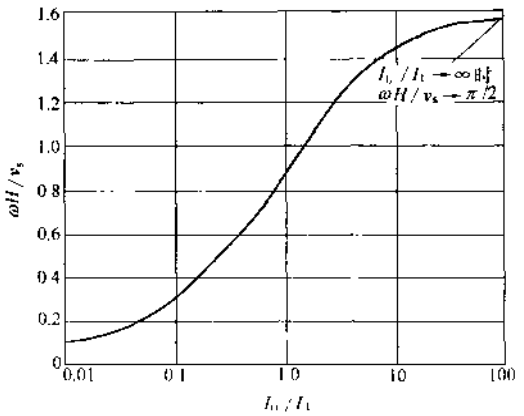


图 2-4-5 $\frac{\omega H}{v_s}$ 与 $\frac{I_0}{I_t}$ 关系

(二)阻尼比

1.一端固定一端自由共振柱试验：

(1) 自由振动，参见图 2-4-1。

$$D = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{1}{N} \ln \frac{A_1}{A_{N+1}} \quad (2\text{-}4\text{-}7)$$

式中：D——阻尼比；

N——计算所取振数次数；

A_1——停止激振后第 1 周振幅，mm；

A_{N+1}——停止激振后第 $N+1$ 周振幅，mm。

(2) 稳态强迫振动，参见图 2-4-3。

$$D = \frac{1}{2}\left(\frac{f_2 - f_1}{f_n}\right) \quad (2\text{-}4\text{-}8)$$

式中：D——阻尼比；

f_1、f_2——分别为在振动—频率曲线上 0.707 倍最大振幅值所对应的频率，s^{-1}；

f_n——最大振幅所对应的频率，s^{-1}。

2.一端固定一端约束的共振柱试验：

(1) 自由振动：

$$D = \frac{\delta(1+S) - S\delta_0}{2\pi} \quad (2\text{-}4\text{-}9)$$

$$S = \frac{f_0^2}{f_n^2 - f_0^2}$$

式中：D——阻尼比；

δ、δ_0——有试样和无试样时仪器转动部分的对数衰减率；

S——能量比；

其余符号见式(2-4-6)。

(2) 稳态强迫振动计算阻尼比很复杂，一般很少用。

三、试验成果整理

(一)动剪切模量与动剪应变关系曲线

按约束条件用式(2-4-5)或式(2-4-6)计算动剪切模量 G，按下式计算动剪应变 γ：

$$\gamma = \frac{\theta d}{3H} = \frac{Ad}{3d_1 H} \tag{2-4-10}$$

式中：γ——动剪应变；

d——试样直径，cm；

H——试样高度，cm；

θ——试样扭动偏转幅值，rad；

A——加速度计动位移，cm；

d_1——加速度计到试样轴线距离，cm。

1.在半对数纸上作剪切模量与剪应变关系曲线，G_d—γ 曲线，见图 2-4-6。

2.在半对数纸上作剪模量比与剪应变关系曲线，G_d/G_{dmax}—γ 曲线，见图 2-4-7。

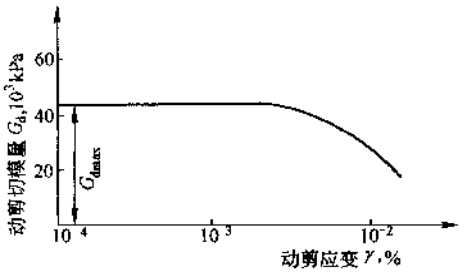


图 2-4-6 动剪切模量与动剪应变关系曲线

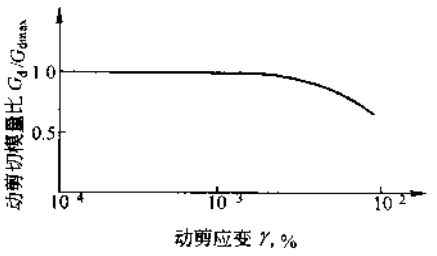


图 2-4-7 动剪切模量比与动剪应变关系曲线

3.在双对数纸上作最大剪切模量与周围压力的关系曲线 G_{dmax}/p_a—σ_3/p_a 曲线，见图 2-4-8，G_{dmax}与 σ_3 可用下式表示：

$$G_{dmax} = Kp_a(\sigma_3/p_a)^n \tag{2-4-11}$$

式中：G_{dmax}——最大剪切模量，kPa；

σ_3——周围压力，kPa；

p_a——大气压力，kPa；

K——当 $\sigma_3/p_a = 1$ 时的 G_{dmax}；

n——直线斜率。

(二)阻尼比与剪应变关系曲线

用式(2-4-7)、式(2-4-8)或式(2-4-9)中任一式计算阻尼比和用式(2-4-10)计算动剪应变，作阻尼比与动剪应变关系曲线，D-γ 曲线，见图 2-4-9。

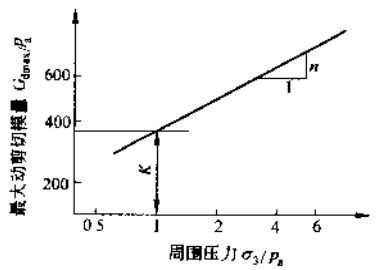


图 2-4-8 最大动剪切模量与周围压力关系曲线

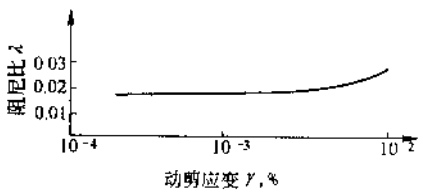


图 2-4-9 阻尼比与动剪应变(或动应变)关系曲线

第五节　记录表格

稳态强迫振动法共振柱试验记录表，见表 2-4-1。

共振柱试验记录表(稳态强迫振动法)　　表 2-4-1

工程编号＿＿＿＿试样编号＿＿＿＿试验日期＿＿＿＿

试 验 者＿＿＿＿计 算 者＿＿＿＿校 核 者＿＿＿＿

试样编号：　　土的名称：　　周围压力：　　(kPa)

试样状态	固结前	固结后	固结过程		计算参数	
试样直径(mm)			时间(h)	排水管读数(ml)	转动惯量 ($kg\cdot cm^2$)	试样 I_0
试样高度(mm)						试样顶端附加物 I_1
试样面积(cm^2)					试样顶端附加物质量 m(g)	
试样体积(cm^3)					无量纲频率系数	F_t
试样重量(g)						F_1
试样含水量(%)					加速度计标定系数 β_1 ($mV/981cm/s^2$)	
试样干密度 (g/cm^3)					加速度传感器到试样轴线距离 d_1(cm)	

轴向共振							扭转共振							
测定次数	共振频率 (Hz)	最大电压值 (mV)	共振圆频率 (rad/s)	轴向动变形 (cm)	动应变 $\times 10^{-4}$ (%)	动弹性模量 (kPa)	测定次数	共振频率 (Hz)	最大电压值 (mV)	共振圆频率 (rad/s)	动位移 (cm)	动剪应变 $\times 10^{-4}$ (%)	动剪切模量 (kPa)	阻尼比

自由振动法共振柱试验记录表，见表 2-4-2。

共振柱试验记录(自由振动法)　　表 2-4-2

工程编号＿＿＿＿试样编号＿＿＿＿试验日期＿＿＿＿

试 验 者＿＿＿＿计 算 者＿＿＿＿校 核 者＿＿＿＿

试样高度(cm)＿＿＿＿　试样重量(g)＿＿＿＿

试样直径(cm)＿＿＿＿　试样含水量(%)＿＿＿＿

试样体积(cm^3)＿＿＿＿　试样干密度(g/cm^3)＿＿＿＿

周围压力 (kPa)	电荷输出电压 (μV)	转动板转动惯量 ($kg\cdot cm^2$)	系统标定系数 [$mV/(cm/s^2)$]	自振周期 (s)					自振振幅 (mm)					动剪切模量 (kPa)	动剪应变 (%)	阻尼比
σ_3	U	I_t	β	T_1	T_2	T_3	T_4	平均	A_1	A_2	A_3	A_4	平均	G	γ	λ

参考文献

1 土工试验规程(SL 237—1999)

2 土工试验规程(YSJ 225—92 YBJ42—92)

3 建筑地基基础设计规范 (GBJ 7—89)

4 姜朴主编.现代土工测试技术.南京河海大学,1997

5 谢定义编.土动力学.(1988)

6 岩土工程学报,1980,第2卷第3期

7 岩土工程手册.北京:建筑工业出版社,1994

第三篇　土工合成材料

第一章 概 论

第一节 简 介

土工合成材料是20世纪出现的一种新型的岩土工程材料，使用初期品种较少，主要为土工织物和土工膜两大类。早在20世纪50年代土工织物被成功地作为滤层材料替代砂石粒料反滤层，而土工膜应用得更早，在30年代末40年代初即用于水池、水渠的防渗。我国于60年代中期将土工膜用于渠道防渗、裂缝堵漏，70年代应用土工织物作防冲材料及加固地基等取得良好效果。土工合成材料的大规模应用始于20世纪80年代。这种新型材料以其良好的工程性能，及其具有重量轻、强度高、生产工厂化、质量稳定、施工方便，价格低等优点深受岩土工程师们的欢迎。随着石油化工业、新材料业的飞速发展，不同功能、不同用途的新型土工合成材料不断涌现，新品种的应用进一步推动了土工合成材料的发展。至今土工合成材料已广泛应用于水利、公路、铁路、建筑、港口、航道、隧道等各个领域。

第二节 土工合成材料的原材料、产品种类及功能

土工合成材料是以高分子聚合物为原材料，用人工合成的方法制成的合成材料。高分子聚合物的种类很多，最常用的聚合物有聚乙烯醇、聚酰胺、聚酯、聚丙烯和聚乙烯5种，在表3-1-1中给出这5种原材料的纤维强度、相对密度、软化点、耐酸碱及耐久性等特性，可供工程选材时参考。

土工合成材料原料的物理力学性能和耐久性能比较 表3-1-1

性能				原料	聚乙烯醇（维纶）	聚酰胺（锦纶）	聚酯（涤纶）	聚丙烯（丙纶）	聚乙烯
短纤	干态	断裂强度	CN/dT_m(kN/m)		4.4~5.1	3.78~6.16	4.22~5.19	3.96~6.16	—
		断裂伸长	%		17~22	25~55	30~45	30~60	—
	湿态	断裂强度	CN/dT_m(kN/m)		3.52~4.31	3.34~5.28	4.22~5.19	3.96~6.16	—
		断裂伸长	%		17~25	27~58	30~45	30~60	—
强力长丝	干态	断裂强度	CN/dT_m(kN/m)		5.3~7.9	5.6~8.4	5.6~7.9	4.0~6.6	—
		断裂伸长	%		9~22	16~25	7~17	25~60	—
	湿态	断裂强度	DN/dT_m(kN/m)		4.4~7.0	5.2~7.1	5.6~7.9	4.0~6.6	—
		断裂伸长	%		10~26	20~30	7~17	25~60	—

续上表

性能 \ 原料			聚乙烯醇（维纶）	聚酰胺（锦纶）	聚酯（涤纶）	聚丙烯（丙纶）	聚乙烯
裂膜丝干湿态	断裂强度	CN/dT_{ex}(kN/m)	—	—	—	≥0.32	≥0.32
	断裂伸长	%	—	—	—	15～30	15～30
相对密度			1.26～1.30	1.04	1.38	0.91	0.94～0.96
耐热性（软化点）		（℃）	220～230	180	233～240	140～160	100～115
在3%伸长下的弹性恢复力		%	70～90	98～100	95～100	95～100	85～97
耐酸性			浓的硫酸、盐酸、硝酸可使其膨润或分解。10%的盐酸、硫酸对其无影响	浓的硫酸、盐酸、硝酸可使其分解。7%的盐酸、20%的硫酸、10%的硝酸对其强度无影响	35%的盐酸、75%的硫酸、65%的硝酸对其强度无影响	除浓硝酸、氯磺酸外，耐酸性良好	浓的盐酸、硫酸对其强度无影响
耐碱性			在50%的苛性钠溶液中强度不降低	在50%的苛性钠和28%的氨水中强度不降低	在10%的苛性钠和28%的氨水中强度不降低	耐浓碱	耐浓碱
耐磨性			良好	优良	优良	优良	优良
耐蛀、耐霉性			优良	优良	优良	优良	优良
耐紫外线			良好	差	良好	差	良好
抗微生物			优良	良好	优良	优良	优良

注：(1)目前工程上应用的非织造土工布，大部分是针刺土工布，采用短纤原料。

(2)CN/dT_{ex}——单纤维强度。

土工合成材料制品近年发展很快，远远超出早期土工织物和土工膜两大类，众多产品如何分类至今没有统一准则。在《土工合成材料应用手册》(1994)中，将土工合成材料分为4大类：(1)土工织物，包括机织(有纺)土工织物和非织造(无纺)土工织物；(2)土工膜；(3)特种土工合成材料，如土工格栅、土工网、土工垫、土工格室、土工膜袋，土工泡沫塑料等；(4)复合型土工合成材料，如复合土工膜、塑料排水带等。这种分类的好处是概括性强，不断出现的新产品可方便地归入，例如近年用得较多的高强加筋带、玻璃纤维土工格栅可归入特种土工合成材料一类中，而软式排水管、塑料盲沟可归入复合型土工合成材料一类。

土工合成材料的功能是多方面的，通常把它概括为6种基本功能：(1)反滤功能；(2)排水功能；(3)隔离功能；(4)加筋功能；(5)防渗功能；(6)防护功能。这6种功能有的可以明确分清楚，有的不易分清。实际应用中土工合成材料往往同时兼备几种功能。任何应用土工合成材料的工程几乎都存在隔离作用，用于过滤作用的土工织物往往同时伴随排水作用。在进行土工合成材料设计时，需明确主要的、次要的和附带的功能。

第三节　土工合成材料的试验内容

一、常规试验

常规试验为最常用的、操作较简单的基本试验，包括物理、力学和水力学性能试验。目前用土工直剪仪进行小尺寸的土与土工合成材料界面摩擦试验用得也比较多。

1.物理和力学性能

物理指标为土工织物的重量和厚度。力学指标内容较多，单向受力有条带拉伸、握持拉伸和撕裂3种试验；周向受力试验有圆球顶破、胀破、CBR顶破、刺破及落锥等5种试验。这10项指标测定均可遵循纺织系统颁布的国家标准进行试验。

土工合成材料的早期产品土工织物是应用于工程的纺织物。土工织物应用纺织技术制造，因而用纺织品试验标准进行检测，土工织物沿用了纺织品大多数试验方法直到今天。

2.水力学性能

土工织物的水力特性在岩土工程应用中十分重要，在20世纪80年代由岩土工程师们研究和制定了测定土工织物渗透系数和孔径两项试验。不久ISO国际标准通过了渗透系数和孔径试验标准。

3.土—土工合成材料相互作用的界面摩擦特性

工程设计中常需要提供土—土工合成材料之间摩擦系数。在20世纪80年代开展了这方面的研究。其试验设备大多采用土工试验直剪仪和土工试验箱。利用直剪仪作界面直剪摩擦试验，将土工织物固定在上盒底部或下盒顶部，盒内填土进行直剪试验。利用土工试验箱进行拉拔摩擦试验，箱内填土，土工合成材料埋在土中，进行拉拔。这种试验制样较困难，一般常规试验仅用小尺寸直剪仪进行砂土—土工织物的直剪摩擦试验。

二、耐久性试验

耐久性研究主要考虑下列三方面的问题。

1.老化问题

土工合成材料在大气环境中光、水、氧、热作用下，聚合物的分子结构发生变化，力学性能逐渐缓降，产生老化。目前常用老化试验有自然老化法和人工老化法两种。自然老化试验是对铺设在某特定地点及在当地自然条件作用下的土工合成材料，按时定期取样进行物理力学性能测试，可得到强度随时间的衰减情况。这种试验资料能可靠地反映实际情况，得到较可靠的长期强度，然而非常花时间。另一种人工老化试验利用人工气候箱对土工合成材料进行加速老化试验，气候箱可调控光源种类，光照温度和强度等因素。利用光源强度和光照时间，人工老化速度大大高于自然老化，但它与实际有差距，可靠性较差。

目前，对于自然老化试验人们逐渐给予重视，虽然费时费力，但这种长期资料对于工程设计和认识材料特性具有价值。人工老化试验在模拟条件和定量推测方面虽有缺陷，但在选材时用以对不同原材料进行抗老化性能比较试验还是很有意义的；另外，对于鉴别各种抗老化剂的性能和效果是一种简便的好方法。

自然老化和人工老化两种试验方法都被采用，但至今没有统一的有关土工合成材料老化试验规程。在工程应用中尽量设法减轻老化程度和减缓老化速度。常用抗老化措施有：在原材料中添加抗老化剂；在土工合成材料制品表面涂以涂层，使与大气隔开，减缓老化。实践经

验表明在土工合成材料表面覆盖保护层是行之有效的方法，实测资料表明有保护层的材料与暴露的比较，其老化速度明显降低。

2. 蠕变问题

土工合成材料具有明显的蠕变特性。材料在某一恒定荷载作用下发生徐变，变形随时间不断增大，达到某一应变后，应变速率逐渐减小，应变缓缓趋向稳定。这种蠕变特性显示：①材料用常规方法测定的短期（瞬时）强度与长期（蠕变、稳定）强度可能相差甚大；②蠕变持续时间可能很长；③不同原材料具有不同的蠕变形态。蠕变研究试验表明，影响蠕变特性的主要因素有：原材料种类，材料承受的荷载水平，材料约束条件，温度等。20 世纪 90 年代美国（ASTM）通过了土工合成材料蠕变试验国家标准，为开展蠕变研究提供了重要参考资料。

3. 淤堵问题

淤堵主要发生在用于过滤和排水工程的针刺无纺土工织物中，在过滤过程中织物的孔隙被堵塞。产生淤堵原因可以是物理（机械）的、化学的、生物的或其他冻融、干湿等。最常见的是物理淤堵，通过织物的水中所夹带的细粒土滞留在孔隙中或封住孔口；化学淤堵是过滤的水中含有化学溶液，合成化合物滞留孔中；生物淤堵是有的微生物对某种材料有亲和力，滞留土工织物进行繁殖堵塞孔隙。这些淤堵现象可交叉同时发生。

用作反滤的土工织物是否会发生淤堵影响到工程成败，一旦出现淤堵轻则降低排水作用，重则丧失作用。淤堵往往不是短期内发生，而有很复杂的发展过程。没有判断淤堵的有效准则，更没有试验标准。目前常用的方法是用现场的土和拟用的土工织物作长期渗透（淤堵）试验，要求试验条件与实际情况尽量相近，例如土料、水流、荷载、边界条件等相似，长期渗透试验条件很难模拟。一种比较简单一点的长期渗透试验称为“梯度比”试验，用较短的时间判断土工织物滤层的工作状态。试验历时约 24h 或稍多一点，由于时间短，比较方便，国内外用得较多，但存在的问题仍不少。

三、其他

常规试验主要对象是片状土工织物、土工膜。随着新产品的出现，相应的测试方法相继推出。例如，复合型塑料排水板、软式透水管，它们外包滤布的强度和渗透系数用常规方法测定，而排水板的通水量和透水管的耐压率有专门的试验方法。对于特种土工合成材料中的加筋带、土工格栅、土工网格等相应制定了反映这些材料特点的试验方法。由于这些产品具有良好工程性能，用量逐年增多，其试验方法日趋统一和规范化。此外，为进一步探索材料基本性能的蠕变试验得到广泛重视。

土工合成材料问世至今短短几十年，期间产品的种类、用量和使用领域飞速发展，发生了翻天覆地的变化。然而对比土工合成材料测试情况，似乎有些不相称，有关物理、力学性能指标测试方法基本还是沿用当年纺织品的标准。这些标准的特点是能简单、方便且可靠地反映织物自身的力学性能；可以评价土工合成材料的质量、均匀度、强度和延性；可对同类产品进行比较和选择。纺织品测试方法不反映土工合成材料实际应用情况。现场土工合成材料是埋在土中的，是在土的约束下工作的，显然纺织品标准不能满足此要求。20 世纪 80 年代不少学者企图寻找更适合土工合成材料的试验方法，大多试验仍仅对织物自身参数进行比较，主要是试样尺寸和形状的变化，边界条件变了，就方法而言无本质上的突破。其中主要变化是，土工织物拉伸强度试验中，以宽条（宽 200mm）试样代替纺织品窄条（宽 50mm）试样，其他无甚变化。大部分物理、力学性能纺织品测试项目继续沿用着。

第二章　物理和力学特性试验

第一节　土工合成材料试验的共同规定

进行土工合成材料各项试验时，必须遵循有关制样方法，试样调湿和测试值计算公式的共同规定。这些规定主要参照《土工织物的取样和试样的准备》（ISO 9862—90）和《纺织品》（GB 6529—86）。规定制样方法的目的是使所取试样具有代表性，避免人为任意性；规定调湿环境和计算公式可避免试验环境差异和不同计算公式对测试结果的影响，增大测试结果的可靠性和可比性。

一、制样方法

1.每项试验的试样应从样品的长度和宽度两个方向上随机剪取，距样品的边缘应等于或大于100mm，送检样品长度应不小于1延米（或2m²）。

2.试样应不含有灰尘、折痕、孔洞、损伤部分和可见疵点。

3.对同一项试验剪取两个以上的试样时，应避免它们位于同一纵向和横向位置上，即采用梯形取样法，见图3-2-1。

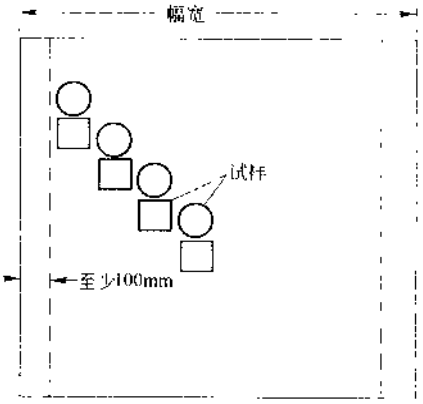


图3-2-1　梯形取样法

二、试样调湿

试样应置于温度为20℃±2℃、相对湿度为60%±10%和标准大气压的环境中调湿24h，并在该环境下进行试验。

三、测试值计算公式

1.按下式计算算术平均值 $\bar{x}$：

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i}{n} \tag{3-2-1}$$

式中：n——试验次数；

x_i——第 i 块试样的测试值；

$\bar{x}$——n 块试样测试值的算术平均值。

2.按下式计算变异系数 C_v：

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \times 100\% \tag{3-2-2}$$

式中：σ——标准差；

$\bar{x}$——算术平均值。

按下式计算标准差 σ：

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - x)^2}{n-1}} \tag{3-2-3}$$

式中符号意义同式(3-2-1)。

C_v 反映样品的均匀程度。当样品不均匀时，测试值变化范围较大，C_v 就大，平均值的代表性差。若增加试样数量，平均值更具代表性，同时 C_v 下降。

3.按下式计算所需要的试样块数 n_N：

$$n_N = 0.11C_v^2 \tag{3-2-4}$$

式中：C_v——变异系数，%；

n_N——由 C_v 值确定的试样块数。

式(3-2-4)表明试样个数与 C_v 的关系。土工合成材料均匀性差，要求测试较多的试样。非织造土工织物比编织土工织物均匀性差，前者通常取 10 块试样，后者取 6 块。同一类型两产品，由 C_v 值可比较两者的均匀程度。

第二节　物理性能指标试验

一、单位面积重量试验

(一)试验目的、方法和适用范围

单位面积重量系 $1m^2$ 土工合成材料的重量，称为基本重量，单位 g/m^2。试验方法主要参照《土工织物的单位质量测定方法》(ISO 9864—90)，适用于各类土工织物、土工膜和土工复合品。

单位面积重量是土工合成材料的一个重要指标。对于任何一种系列产品来说，土工合成材料的单价与单位面积重量大致成正比，其力学强度随重量增大面提高。因此，在选用产品时单位面积重量是必须考虑的技术和经济指标。

(二)试验用具

用具有：(1)剪刀；(2)尺，最小分度值为 1mm；(3)天平，感量 0.01g。

(三)试验操作

1.制样：按梯形法制样；试样面积不小于 $100cm^2$，其长度和宽度测量读数应精确到 1mm；试样数量不少于 10 块，并进行编号。本试验可利用符合上述条件其他试验项目的试样先进行测定。

2.称重：将裁剪好的试样按编号顺序逐一在天平上称重，读数应精确到 0.01g。

(四)计算

1.按下式计算每块试样的单位面积重量 G：

$$G = \frac{M}{A} \tag{3-2-5}$$

式中：M——试样重量，g；

A——试样面积，m^2。

2.计算 10 块试样的单位面积重量的平均值 G 及变异系数 C_v。

(五)记录

单位面积重量试验记录格式,见表 3-2-1。

单位面积重量试验记录 表 3-2-1

委托单位		温度(℃)		试验者	
产品名称规格		湿度(%)		计算者	
试样长(mm)×宽(mm)		试验日期		校核者	

序号	重量(g)	平方米重量(g/m^2)
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
平均值 $\bar{x}$		
标准差 σ		
变异系数 C_v(%)		

二、厚度试验

(一)试验目的、方法和适用范围

厚度是指土工合成材料在 2kPa 法向压力作用下,其顶面与底面之间的距离,单位为 mm 厚度随所作用法向压力的增大而减小。严格讲,所谓厚度应说明是相应某压力下的厚度。规定在 2kPa 压力下的厚度是土工合成材料在自然状态无压条件下的厚度。不同类型土工织物的压缩性差别很大,见图 3-2-2。由图可见针刺无纺土工织物的压缩性最大,压力增大,厚度变小,织物的渗透排水性能降低。研究土工织物水力特性时必须了解其厚度变化。

试验参照《土工织物厚度测定方法》(ISO 9863—90),可测定一定压力(通常测定 2kPa、20kPa 及 200kPa)下土工合成材料的厚度,适用于各类土工织物、土工膜和土工复合品。

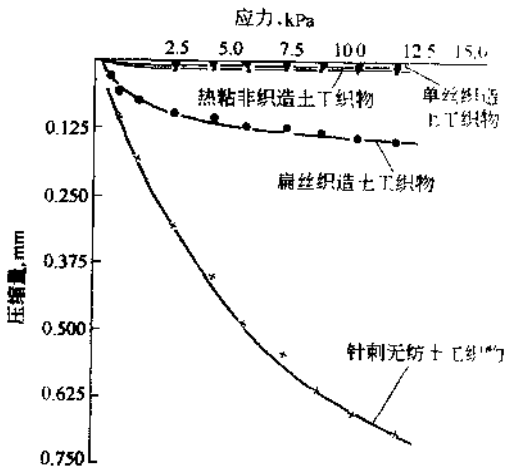


图 3-2-2 不同类型土工织物压缩量

(二)试验设备和用具(参见图 3-2-3)

1.基准板:直径应大于压块直径 50mm。

2.压块:表面光滑平整,底面积为 $25cm^2$,重为 5N 的圆形压块。压块放在试样上,对试样施加(2±0.01)kPa 的压力。

3.加压仪:出力大于 500N 的杠杆加压仪或磅秤加压仪。

4.百分表:最小分度值 0.01mm。

5.秒表:最小分度值0.1s

(一)试验操作

1.试样数量不少于10块。若仅测定2kPa压力下的厚度,则可用其他力学测试项目试样进行厚度测定。

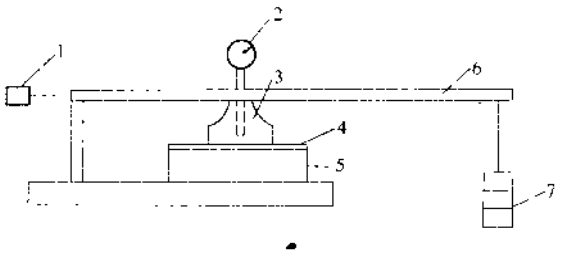


图3-2-3 厚度测定仪

1-平衡块;2-百分表;3-压块;4-试样;5-基准板;6-杠杆加压仪;7-砝码

2.测定2kPa压力下厚度。擦净基准板和压块,压块放在基准板上,调整百分表零点。提起压块,将试样自然平放在基准板与压块之间,轻轻放下压块,试样受力为(2±0.01)kPa,接触后开始记时,达30s时记录百分表读数。针刺无纺土工织物受压后逐渐压缩,有时持续较长时间才达稳定,因此规定加压30s后读数。同样方法测完10块试样。

3.测定20kPa及200kPa压力下厚度。将基准板放在加压仪上,再将压块放在基准板上,调整百分表零点。提起压块,将试样自然平放在基准板和压块之间,轻轻放下压块,调节加压仪上荷重,使试样受力达(20±0.1)kPa,加压达30s读数。测完10块试样。同样方法测定试样受力达(200±1)kPa时的厚度。

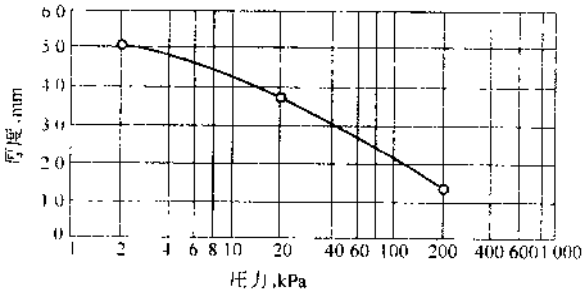


图3-2-4 无纺土工织物的厚度—压力关系曲线

(四)计算

分别计算出每种压力下10块试样厚度的算术平均值及变异系数C_v。在半对数纸上作厚度与压力的关系曲线,如图3-2-4所示。

(五)记录

厚度试验记录格式见表3-2-2。

厚度试验记录

表3-2-2

委托单位		温度(℃)		试验者	
产品名称规格		湿度(%)		计算者	
加压仪型号		试验日期		校核者	
序号	厚度(mm)				
	2kPa		20kPa		200kPa
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
平均值 $\bar{x}$					
标准差 σ					
变异系数 C_v(%)					

三、孔隙率

孔隙率是非织造土工织物的重要物理指标。非织造土工织物具有良好的过滤和排水特性是因为织物具有很大的孔隙率。有时织造和非织造土工织物的孔径和渗透系数很接近，但两种材料的水力性能相差很大，非织造土工织物的大孔隙率特性才使其具有良好反滤和排水性能。

孔隙率定义为非织造土工织物所含孔隙体积与总体积之比，以%表示。该指标一般不直接测定，由单位面积重量、密度和厚度计算得到，可按下式计算：

$$\eta_p = 1 - \frac{M}{\rho\delta} \tag{3-2-6}$$

式中：η_p——孔隙率，%；

M——单位面积重量，g/m^2；

ρ——原材料密度，g/m^3；

δ——厚度，m。

土工织物常用原材料的密度为：聚丙烯 0.91g/m^3；聚乙烯 0.94～0.96g/m^3；聚酯1.22～1.38g/m^3；聚酰胺 1.05～1.14g/m^3；聚乙烯醇 1.26～1.32g/m^3；聚氯乙烯 1.39g/m^3。

第三节　力学性能指标试验

力学强度试验共有 8 个项目。其中 3 项为单向受力拉伸，即条带法抗拉强度、握持强度和撕裂强度试验。拉伸时它们各有特点，条带法是试样宽度内全部受力；握持只局部夹住试样；撕裂是沿切口逐渐扩展切口。由于是单向受力拉伸，因此纵向和横向强度需分别测定。其余 5 项顶破类试验则为周向受力拉伸，试样均为圆形用环形夹具四周夹住，以各式顶压物向试样中心顶压，将试样顶破。这 5 项试验是胀破试验；CBR 试验；圆球顶破试验；刺破试验和落锥试验，见图 3-2-5。这 5 项试验共同特点是圆形试样，用环形夹具夹持。所不同的是：试样尺寸不同；顶压物尺寸不同、形状不同；胀破试验作用均布力，其他试验作用集中力；表示强度的单位

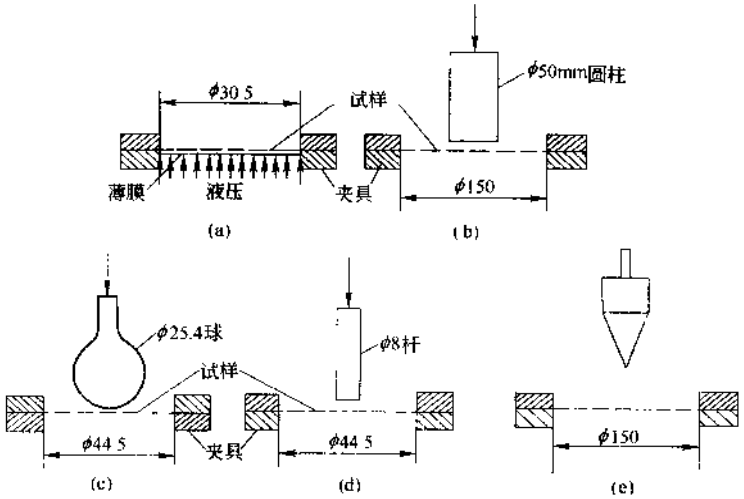


图 3-2-5　顶破类试验示意图(单位：mm)

(a)胀破试验；(b)CBR 顶破试验；(c)圆球顶破试验；(d)刺破试验；(e)落锥试验

不同，胀破强度单位为 kPa，落锥强度单位为 mm，用被刺破孔洞尺寸表示，其余三项强度单位为 N。这 5 项试验边界条件不同，试验结果差异很大，无法找到彼此间的相关关系。目前已很少做胀破试验，由于土工织物强度较高，这种纺织品专用设备测试土工织物时往往压力不够。落锥试验是一个重 1kg 的圆锥在离试样 50cm 高度处自由落下刺破试样，试样强度以刺破孔洞的直径来表示，孔洞通常是不规则的，直径不易确定。试验重复性差，人为误差大。

除抗拉强度外，其他各力学强度指标直接用于设计的还不多见，它们主要作为参考指标，根据工程情况作为选择产品的控制指标。

一、条带拉伸试验

用条带拉伸试验测定的土工合成材料的抗拉强度是力学强度指标中最重要的。土工合成材料用作加筋和隔离功能时抗拉强度是主要设计指标；用于其他各功能时施工和铺设荷载对抗拉强度也有要求。由于该指标的重要性，对其测试方法进行了较多研究和改进。1986 年美国（ASTM）通过了土工织物拉伸试验的国家标准，规定比较具体详尽。在 ASTM 基础上 1993 年 ISO 通过了土工织物拉伸试验的国际标准。土工织物拉伸试验是在纺织品拉伸试验基础上制订的。最大改变是用宽条试样（宽 200mm）代替纺织品的窄条试样（宽 50mm）。用宽条试样是为了减小试样拉伸过程中颈缩现象的影响，颈缩现象对针刺无纺土工织物最为明显，见图3-2-6。试样宽度加大，颈缩影响相对减小，为此曾有建议采用宽度为 500mm 的试样。这种特宽试样颈缩影响相对小了，却又带来其他一系列问题，诸如，操作难度加大；夹具制作困难；试验时局部破坏可能性增大等。最终宽 500mm 的特宽试样未被采纳，ISO 规定用宽 200mm 的宽条试样进行拉伸。1999 年我国水利部发布的行业标准《土工合成材料测试规程》中关于条带法拉伸试验规定两种试样宽度，宽条（宽 200mm）和窄条（宽 50mm）。考虑到目前大多数试验室条件，暂保留窄条试样。

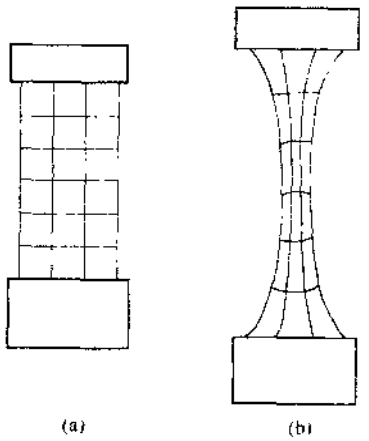


图 3-2-6 针刺无纺土工织物的颈缩现象
(a)拉伸前；(b)拉伸后

（一）试验目的、方法和适用范围

条带拉伸试验试验时试样整宽被夹在夹具钳口内进行拉伸。测试方法主要参照《用宽条法测定土工织物的拉伸特性》（ASTM D4595—86），《土工织物——宽条拉伸试验》（ISO 10319—93）及水利部《土工合成材料测试规程》（SL/T 235—1999）。通过试验可测定试样的抗拉力和延伸率。试验适用于各类土工织物、土工膜和土工复合品。

（二）试验设备和用具

1. 拉力机：具有等速拉伸功能，能测读拉伸过程中试样的拉力和伸长量，并记录拉力—伸长量曲线。

2. 夹具：一对可夹持试样的夹具，钳口面应能防止试样在钳口内打滑，并不被夹坏。两个夹具中的一个支点应能自由转动或为万向接头，保证两夹具在一个平面内。

（1）宽条试样有效宽度 200mm，夹具实际宽度应不小于 210mm。

（2）窄条试样有效宽度 50mm，夹具实际宽度应不小于 60mm。

3. 量测设备：

(1)荷载指示值或记录值的误差应不大于相应实际荷载的2%。

(2)伸长量的测量设备读数应精确至1mm。

(三)试验操作

1.试样按梯形法裁剪。对无纺土工织物,纵向和横向试样分别应不少于10块;对编织型土工织物,应不少于6块。试样尺寸分宽条和窄条两种。

(1)宽条试样:裁剪试样宽度200mm,长度200mm,试样计量长度为100mm。对于编织型土工织物,裁剪试样宽度210mm,在两边抽去大约相同数量的边纱,使试样宽度达到200mm。

(2)窄条试样:裁剪试样宽度50mm,长度200mm,试样计量长度为100mm。对编织型土工织物,裁剪试样宽度60mm,在两边抽去大约相同数量的边纱,使试样宽度达到50mm。

2.拉伸试样:

(1)选择拉力机的负荷满量程范围,使试样的最大断裂力在满量程的10%~90%范围内,设定拉伸速率为20mm/min。将两夹具的初始间距调至100mm。

(2)将试样对中放入夹具内。为方便对中,事先在试样上画垂直于拉伸方向的两条相距100mm的平行线,使两条线尽可能贴近上下夹具的边缘。

(3)开启拉力机,同时启动记录装置,记录拉力—伸长量曲线,连续运转直至试样破坏,停机。将全部试样拉伸完毕。

①若试样在钳口内打滑,或在钳口边缘或钳口内被夹坏,该试验结果应予剔除,并增补试样。

②当试样在钳口内打滑或大多数试样被钳口夹环,宜采取下列改进措施:a.钳口内加衬垫;b.钳口内的试样用涂料加强;c.改进钳口面。

3.注意事项:

(1)为测定可靠的抗拉强度,在拉伸过程中夹具必须使试样整个宽度范围内均匀地受力直至破坏。试样在钳口内打滑或纤维被局部抽出,这将使所测强度大大降低。拉伸前在钳口边缘画线,随时观察拉伸过程中钳口处试样情况。

(2)通常需确定某一指定应变(如5%或10%)时的抗拉强度值,可由记录的拉力—伸长量曲线得出。抗拉强度值的正确性取决于记录曲线的可靠程度。试验前,选择好拉力机负荷满量程并调整拉力的零读数。而位移的零读数较难确定,在安装试样时绷得太紧或太松都将影响位移读数。国外拉伸试验标准中大多施加预荷载。所谓预荷载是指在安装时先将试样固定在一个夹具内,在试样被夹进另一夹具内之前先对试样施加预荷载,在预荷载作用下夹紧试样。预荷载使土工织物平顺地置于夹具内,试样位移的零点读数在预荷载下被确定。国内拉伸试验都不加预荷载,但加预荷载有利于提高试验质量,应研究添置附件逐步采用这一措施。ASTM D 4595中对宽条土工织物试样建议的预荷载值为:①抗拉强度小于19.5kN/m时不小于45N;②抗拉强度大于17.5kN/m时,取抗拉强度的1.25%;③最大225N。

(四)计算

1.按下式计算抗拉强度 T_s:

$$T_s = \frac{P_f}{B} \tag{3-2-7}$$

式中:T_s——抗拉强度,kN/m;

P_f——实测最大拉力,kN;

B——试样宽,m。

2.按下式计算延伸率 ε_p:

$$\varepsilon_p = \frac{L_f - L_0}{L_0} \times 100\% \tag{3-2-8}$$

式中：ε_p——延伸率，%；

L_0——试样计量长度，mm

L_f——最大拉力时的试样长度，mm。

分别计算抗拉伸强度及延伸率的平均值 $\bar{x}$、标准差 σ 及变异系数 C_v。

3.由试样的拉力—伸长量曲线计算模量。

(1)初始拉伸模量 E_1：如果应力—应变曲线在初始阶段是线性的，取初始切线斜率为初始拉伸模量，见图 3-2-7(a)。

(2)偏移拉伸模量 E_0：当应力—应变曲线开始段坡度小，中间部分接近线性，取中间直线的斜率为偏移模量，见图 3-2-7(b)。

(3)割线拉伸模量 E_s：当应力—应变曲线始终呈非线性，可采用割线法。从原点到曲线上某一点连一线，该线斜率即为割线模量，见图 3-2-7(c)。

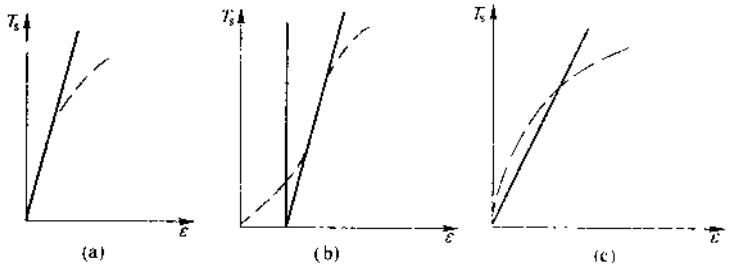


图 3-2-7 拉伸模量表示法
(a)初始模量；(b)偏移模量；(c)割线模量

(五)拉伸试验

拉伸试验记录格式见表 3-2-3。

拉伸试验记录 表 3-2-3

委托单位		试样长度(mm)		试验日期	
产品名称规格		试样宽度(mm)		试验者	
拉力机型号		温度(℃)		计算者	
拉伸速度(mm/min)		湿度(%)		校核者	

序号	纵向				横向			
	拉力(N)	强度(kN/m)	伸长量(mm)	延伸率(%)	拉力(N)	强度(kN/m)	伸长量(mm)	延伸率(%)
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
平均值 $\bar{x}$								
标准差 σ								
变异系数 C_v(%)								

二、试验握持拉伸试验

(一)试验目的、方法和适用范围

握持拉伸试验用于测定土工织物的握持力。握持力是试样在局部夹持条件下被拉伸至破坏所需拉力，它表示土工织物抵抗集中荷载的能力。试验方法主要参照纺织品标准《织物断裂荷载与伸长量的试验方法》(ASTM D1682—64)。试验适用于各类土工织物。

(二)试验设备

试验可用条带拉伸试验的拉力机。握持夹具钳口面宽 25mm，沿拉力方向钳口面长 50mm。

(三)裁剪操作

1.试验试样：试样宽度 100mm，试样计量长度为 200mm，长边平行于荷载作用方向。在长度方向上试样两端伸出夹具至少 10mm，见图 3-2-8。纵向和横向试样数量分别应不少于 6 块。

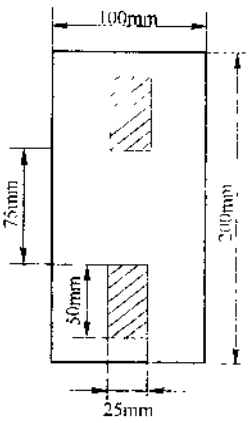


图 3-2-8 握持试样

2.拉伸试样：

(1)将两夹具的初始间距调至 75mm。选择拉力机的负荷满量程范围，使试样的最大断裂力在满量程的 10%～90%范围内，设定拉伸速率为 100mm/min。

(2)将试样对中放入夹具内，并使试样两端伸出的长度大致相等，为方便试样在夹具宽度方向上对中，在离试样边缘 37mm 处画一条线，此线刚好是上下夹具边缘线。

(3)开启试验机，连续运转直到破坏，读出最大拉力。要求试样在钳口内不打滑和不被钳口夹坏。将全部试样拉伸完毕。

(四)计算

1.计算全部试样最大拉力的平均值得握持强度 T_g，单位为 N。

2.按下式计算试样的延伸率 ε_p：

$$\varepsilon_p = \frac{l_f - L_0}{L_0} \times 100\% \tag{3-2-9}$$

式中：ε_p——延伸率，%；

L_0——试样初始计量长度，mm；

L_f——对应最大拉力时的试样长度，mm。

分别计算握持强度和延伸率的平均值 $\bar{x}$、标准差 σ 和变异系数 C_v。

(五)记录

握持拉伸试验记录格式见表 3-2-4。

三、撕裂试验

(一)试验目的、方法和适用范围

土工织物在运输和铺设过程中可能被剪破或刺破，沿破洞若继续施加力，则孔洞很易扩大，这种力为撕裂力，远小于拉断力。试验方法主要参照《土工织物梯形撕裂强度试验》(ASTM D4533—85)，可测定土工织物的撕裂力。方法适用于各类土工织物。

(二)试验设备

可用条带拉伸试验的拉力机，夹具宽度不小于 84mm。

(三)试验操作

握持拉伸试验记录　　表 3-2-4

委托单位		试样尺寸(mm)		试验日期	
产品名称规格		夹持面尺寸(mm)		试验者	
拉力机型号		温度(℃)		计算者	
拉伸速度(mm/min)		湿度(%)		校核者	

序　号	纵　向			横　向		
	拉力 (N)	伸长量 (mm)	延伸率 (%)	拉力 (N)	伸长量 (mm)	延伸率 (%)
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
平均值 $\bar{x}$						
标准差 σ						
变异系数 C_v(%)						

1.裁剪试样：作梯形模板以便剪样，见图 3-2-9。纵向和横向试样应分别取 10 块。测定纵向撕裂力时，试样切缝应剪断纵向纱线；测定横向撕裂力剪断横向纱线。

2.撕裂试样：

(1)将拉力机夹具的初始距离调整为 25mm，设定拉力机负荷满量程范围，使最大撕裂力在满量程的 10%～90%范围内，设定拉伸速率为 100mm/min。

(2)将试样放入夹具内，使试样梯形的两腰与夹具边缘齐平。梯形的短边平整绷紧，其余部分呈折绉叠合状，见图 3-2-9。

(3)开启拉力机，并记录撕裂力，取最大值作为撕裂强度，单位为 N。要求试样在钳口内不打滑和不被钳口夹坏。将全部试样试验完毕。

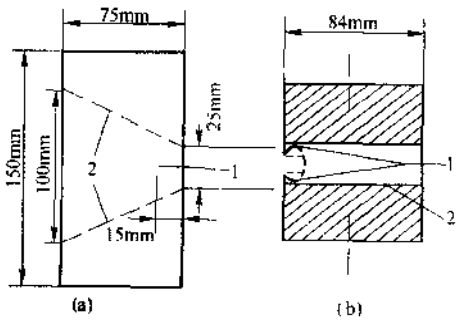


图 3-2-9　梯形撕裂试样
(a)平面形状；(b)夹持形状
1-切缝；2-夹持线

(四)计算

计算全部试样最大撕裂力的平均值得撕裂强度 T_T，单位为 N。分别计算 σ 和 C_v。

(五)记录

撕裂试验记录格式见表 3-2-5。

撕裂试验记录　　表 3-2-5

委托单位		试样尺寸(mm)		试验日期	
产品名称规格		温度(℃)		试验者	
拉力机型号		湿度(%)		计算者	
拉伸速度(mm/min)		试验日期		校核者	

序　号	撕裂力(N)	
	纵　向	横　向
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
平均值 $\bar{x}$		
标准差 σ		
变异系数 C_v(%)		

四、CBR 顶破试验

(一)试验目的、方法和适用范围

试验可测定土工织物 CBR 顶破强度,该强度可评价土工织物抵御粗粒料顶压的能力。试验方法主要参照德国标准《冲压断裂试验》(DIN 54307),适用于各类土工织物、土工膜和土工复合品。

(二)试验设备

1.CBR 试验仪或压力机应具备条件为:最大出力大于 50kN;行程大于 150mm;顶压速率为 60mm/min。

2.环形夹具:内径为 150mm,夹具中心应在圆柱顶压杆的轴线上,见图 3-2-10。

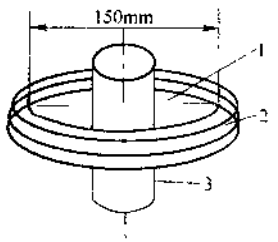


图 3-2-10　CBR 试验示意图
1-试样;2-环形夹具;3-顶压杆

(三)试验操作

1.裁剪试样:每组试验取 6~10 块试样,试样直径为 230mm。

2.顶压试样:

(1)将试样放入环形夹具内,呈自然绷紧状态时拧紧夹具。

(2)将夹具放在加压系统的底座上,调整高度,使试样与顶杆刚好接触。

(3)将顶压速率设定为 60mm/min,开启机器,直至试样破坏,读出最大顶力。将全部试样试验完毕。

顶压前在夹具边画线,以便查看顶压过程中试样是否有纤维被抽出。

(四)计算

计算全部试样最大顶力的平均值，得 CBR 顶破强度 T_c，单位为 N。并计算 σ 及 C_v。

(五)记录

CBR 顶破试验记录格式，见表 3-2-6。

CBR 顶破试验记录 表 3-2-6

委托单位		试样直径(mm)			
产品名称规格		温度(℃)		试验者	
仪器型号		湿度(%)		计算者	
顶破速率(mm/min)		试验日期		校核者	

序号	CBR 顶破力 (N)			
	样品 A	样品 B	样品 C	样品 D
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
平均值 $\bar{x}$				
标准差 σ				
变异系数 C_v(%)				

五、刺破试验和圆球顶破试验

两试验夹具内径相同，试验操作、计算方法和记录格式均相同，只是顶压物尺寸和形状不同：刺破试验用 ϕ8mm 顶杆；圆球顶破试验用 ϕ25mm 圆球。

(一)试验目的、方法和适用范围

两试验表示土工织物抵抗垂直于织物平面法向集中力的能力，刺破试验集中力的面积较小；圆球试验集中力的面积相对较大且圆钝。刺破试验主要参照 ASTM D—751 和 FHWA(美国联邦公路局)《土工织物手册》的方法，该试验可测定土工织物的刺破强度。圆球顶破试验主要参照《针织品顶破强度—等速牵引试验机作圆球顶破试验的标准方法》(ASTMD—3787)，可测定土工织物的圆球顶破强度。两试验均适用于各类土工织物、土工膜和土工复合品。

(二)试验设备

1. 拉力机可用条带拉伸试验机，并配有反向器。

2. 刺破顶杆 ϕ8mm，平头见图 3-2-11；圆球顶杆 ϕ25mm。

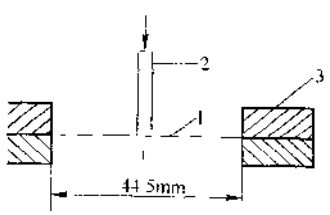


图 3-2-11 刺破试验示意图
1-试样；2-顶杆；3-环形夹具

(三)试验操作

1. 裁剪试样：每组裁剪 10 块，直径与夹具相配。

2. 顶压试样：

(1)将试样放入环形夹具内，自然放平，拧紧夹具。

(2)将夹具放在加压装置上，并对中，顶刺速率设定为 100mm/min。

(3)开启机器,记录顶压过程中的最大压力值。将全部试样试验完毕。

(四)计算

1.计算全部试样最大刺破力的平均值,得刺破强度 T_p,单位为 N。计算 σ 及 C_v。

2.计算全部试样最大顶压力的平均值,得圆球顶破强度 T_B,单位为 N。计算 σ 及 C_v。

(五)记录

刺破及圆球顶破试验记录格式,见表 3-2-7。

刺破及圆球顶破试验记录 表 3-2-7

委托单位		试样直径(mm)			
产品名称规格		温度(℃)		试验者	
仪器型号		湿度(%)		计算者	
顶压速率(mm/min)		试验日期		校核者	

序 号	顶 破 力 (N)			
	样品 A	样品 B	样品 C	样品 D
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
平均值 $\bar{x}$				
标准差 σ				
变异系数 C_v(%)				

第三章　水力特性试验

第一节　水力特性试验项目

土工合成材料的水力特性指标是独立于纺织品的全新概念指标。当土工合成材料被大量应用于岩土工程，在工程设计中除需要物理、力学指标外，还迫切需要水力特性指标，由此提出了水力特性指标及其相应的测试方法，这些方法在20世纪80年代中期才被制定出来。

用于反滤和排水功能的土工合成材料，其主要产品为非织造针刺无纺土工织物，其特点是厚度大、孔隙率大、透水性好。反滤功能要求土工织物能让土中水自由穿过织物而土粒不流失，并保持长期稳定状态。排水功能要求土工织物能让土中水自由进入织物内部并沿织物平面流出而土粒不流失，并保持长期稳定状态。可见这两种功能对土工织物的要求基本相同，选择土工织物时需考虑下列三方面的条件。

1.保土性。要求土工织物孔径与土的粒径符合一定的关系。目前国内外采用最多的关系式可表示为，$O_{95} \leqslant n\,d_{85}$，$n=1\sim2$。$O_{95}$为织物的有效孔径，即将土工织物作为筛布，用不同粒径的粒料进行振筛，当某种粒径通过织物的重量5%，则该粒径定为织物的有效孔经 O_{95}；d_{85}为被保护土的特征粒径，可从土的颗分试验曲线上查得，表示土中小于该粒径土的重量占总土重的85%。

2.透水性。要求土工织物的渗透系数 k_g 大于土的渗透系数 k_s，常用关系式为 $k_g \geqslant 10k_s$。

3.防堵性。要求土工织物在长期渗流过程中不会被淤堵。对于这种情况，可用所选用的土工织物和现场的土进行长期淤堵试验。淤堵试验费时费事，属专门研究试验。

由上可知反映土工织物自身水力特性的指标有孔径、垂直渗透系数和水平渗透系数。土工织物渗透系数的定义与土力学中土的渗透系数的定义相同，即水力梯度为1时，水通过织物的渗透流速。

用于防渗作用的土工合成材料为土工膜，它基本是不透水材料。工程上用土工膜替代粘土和混凝土等防渗材料，粘土的防渗性能用粘土的渗透系数表示，土工膜的防渗性能也用渗透系数表示，土工膜渗透系数的定义与土工织物的相同。土工膜的渗透系数很小，其量级与土工织物相差很大，所以测定土工膜渗透系数的设备与方法不同于土工织物的。

第二节　孔径试验

孔径测定分两类。一为直接法，直接测定有纺土工织物的开孔率，即孔隙面积与总面积之比，单位为%。方法是用光透射1in见方的土工织物并投影放大，测出孔隙面积而得出开

孔率，此法只适用于编织型土工织物。直接法已逐渐不被采用，首先它不适用于无纺土工织物；其次测试工作量很大，很麻烦；再次试样面积小，代表性差。另一类方法为间接法，间接测出织物的等效孔径，单位为 mm。现在孔径试验都用间接法，间接法有干筛法和湿筛法。干筛法使用较早，早在 20 世纪 80 年代美国已通过《测定土工布表观孔径的试验方法》(ASTM D4751—87)，我国原纺织部于 20 世纪 90 年代通过《土工布孔径测定方法——干筛法》(GB/T 14799—93)。这样国内外都采用干筛法。但对于干筛法，一些学者一直有争议，认为与实际相差甚大。他们主张伴有一定动力水作用的湿筛法。这种观点逐渐为广大学者认同。1998 年 ISO 通过了关于湿筛法《土工布及其产品孔径特性的测定》的国际标准 (ISO/FDIS 12956—1998)。我国原纺织部于同年等效采用湿筛法，通过了《有效孔径的测定——湿筛法》(GB/T 17634—1998)。国外两种方法都用，用干筛法的仍不少，国内目前都用干筛法。由于干筛法简单、方便、快捷，人们愿意用干筛法。如果没有强制规定，湿筛法不容易被采纳。湿筛法已被定为国际标准，同时也被定为我国国家标准，掌握湿筛法是大势所趋。

一、试验干筛法孔径试验

(一)目的、方法和适用范围

用干筛法测定土工织物的等效孔径 EOS(或称表观孔径 AOS，用 O_n 表示)和孔径分布曲线。等效孔径 O_{95} 也称有效孔径，表示能有效通过土工织物的最大颗粒直径。孔径反映织物透水能力和保土性能。试验方法参照《测定土工布表观孔径的试验方法》(ASTM D4751—87)和《土工布孔径测定方法——干筛法》(GB/T 14799—93)，适用于各类土工织物和土工复合品。

(二)试验设备

1.标准试验筛，直径 200mm。

2.振筛机，具水平摇动(221 次/min)和垂直振动(拍击 147 次/min)装置。

3.振筛用颗粒材料。将洗净烘干的玻璃珠或标准砂用筛析法进行分级，按标准试验筛孔径分级如下：0.063～0.075、0.075～0.090、0.090～0.106、0.106～0.125、0.125～0.150、0.150～0.180、0.180～0.250、0.250～0.350(mm)等。

4.其他：天平(称量 200g，感量 0.01g)、秒表、细软刷子等。

(三)试验操作

1.裁剪试样：试样直径应大于筛子直径，剪取 5 块试样，如果试样为针刺土工织物，振筛后颗粒嵌入织物不易清出时，试样不能重复使用，这时试样数为 $5 \times n$(n 为试验选取的粒径级数)。

2.振筛步骤

(1)将试样放在筛网上，并固定好。称量某一级颗粒材料 50g，均匀撒布在试样表面。将装好试样的筛子、接收盘与筛盖夹紧装入振筛机。

(2)开动机器，振筛 10min。停机后，称量通过试样的颗粒材料重量，然后轻轻拍筛框或用刷子轻轻拭拂以清除试样表面及嵌入内部的颗粒。对同一级颗粒材料进行 5 次平行试验。

(3)用另一级颗粒材料对上面 5 块试样重复上述步骤。测定孔径分布曲线，应测定不少于 3～4 级连续分级颗粒的过筛率，并要求试验点均匀分布。若仅测定等效孔径 O_{95}，则有两组颗

粒的筛余率在95%左右即可。

(四)计算

1.按下式计算某级颗粒的筛余率 R_i:

$$R_i = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \times 100\% \qquad (3\text{-}3\text{-}1)$$

式中:M_1——筛析时颗粒投放量,g;

M_2——筛析后底盘中颗粒重量(过筛量),g。

2.计算该级颗粒5次平行试验筛余率的平均值 $\bar{x}_i$。

3.用各级颗粒的平均筛余率与相应各级颗粒的平均粒径在半对数纸上绘孔径分布曲线,见图3-3-1。

(五)记录

干筛法孔径试验记录格式见表3-3-1。

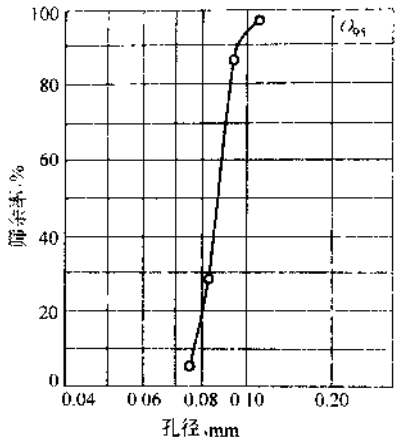


图3-3-1 孔径分布曲线

干筛法孔径试验记录 表3-3-1

委托单位		振筛时间(min)			
产品名称规格		温度(℃)		试验者	
振筛机型号		湿度(%)		计算者	
粒料与投放量(g)		试验日期		校核者	

序号	粒径(mm)	过筛量(g)						平均过筛量(g)	平均过筛率(%)
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	平均值		

二、湿筛法孔径试验

(一)试验目的、方法和适用范围

用湿筛法测定土工织物的等效孔径EOS和孔径分布曲线。湿筛法的试验原理是,以土工织物为筛布,上铺连续级配的颗粒材料(通常是土),试验时一边振动一边用水喷洒粒料,以通过织物的粒料分布曲线表示织物的特征孔径。试验方法参照《土工布及其产品孔径特性的测定》(ISO/FDIS 12956—1998)及《有效孔径的测定——湿筛法》(GB/T 17634—1998)。两标准中均以等效孔径 O_{90}定为有效孔径或特征孔径。O_{90}和 O_{95}试验方法相同,均可在孔径分布曲线上定出。湿筛法适用于各类土工织物和土工复合品。

(二)试验设备和材料

1.振筛装置,见图3-3-2。要求:①试样筛析面积不小于 ϕ130mm;②频率50~60Hz,垂直振动全振幅为3mm;③在整个试验过程中有供水系统连续喷洒水。

2.颗粒材料,要求:①颗粒呈圆形、级配连续的无粘性土料 $d_0 \geq 0.01$mm;②土的不均匀系数 C_u,$3 \leq C_u \leq 20$;③为提高试验精确度,要满足 $d_{20} \leq O_{90} \leq d_{80}$。图3-3-3给出适宜的连续级

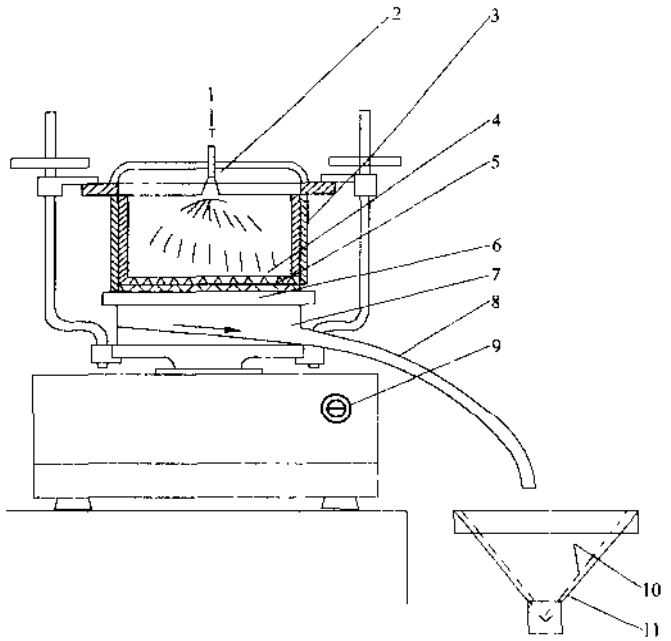


图 3-3-2　湿筛法装置示意图

1-供水;2-喷淋口;3-夹持装置;4-颗粒材料;5-试样;6-支承网垫;7-收集盘;8-收集管;9-振幅调节钮;10-滤纸;11-收集器

配土料的分布区域。

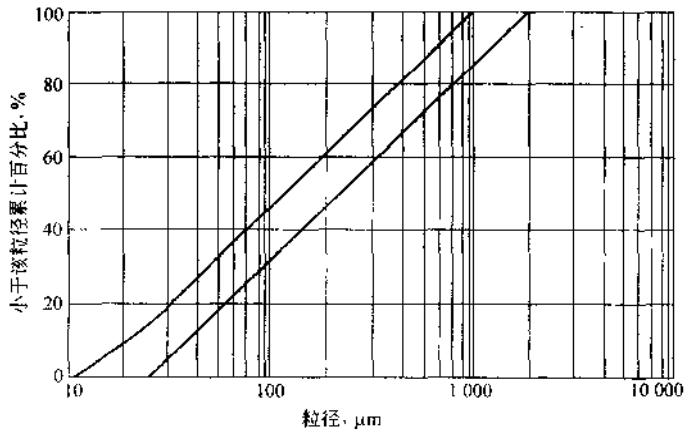


图 3-3-3　试验用颗粒材料粒度分布曲线要求的区域

3.其他:烘箱、土颗粒筛分设备、天平、秒表、滤纸等。

(二)试验操作

1.试样准备:①裁剪 5 块试样,尺寸与振筛仪器配合;②将试样烘干后测定试样干重,精确至 0.1g;③将试样浸入含有湿润剂(烷基苯磺酸钠,浓度 0.1%)的水中,至少饱和 12h。

2.安装试样：将试样从水中取出，在无张力情况下平放在夹持器内，并一起放入振筛仪。

3.在试样上撒布颗粒材料：首先确定干态颗粒材料的投放量，根据要求作用在试样上的颗粒材料重量相当于$(7.0\pm0.1)kg/m^2$的压力，由试样面积即可计算得所需总投放量(试验中，当通过试样的颗粒数量太少时，则可增加颗粒投放量，使有足够数量的颗粒通过试样以便可以进行颗粒分析试验。当增加投放量时，则应按增加的比例相应增加振筛时间)。然后将确定的颗粒材料均匀撒布在试样上。

4.打开喷水阀并调节水量，要求水能均匀喷洒于整个试样范围，使全部颗粒湿透，同时要求颗粒上没有滞留水。在整个振动试验过程始终保持这种喷水条件。

5.启动振筛装置并调整垂直振幅达到全振幅3mm，振动持续600s，停机。

6.收集通过试样的颗粒材料：收集试样连同未通过试样的颗粒材料。烘干通过试样的颗粒材料，经称重，得到通过试样的干土重量；烘干试样连同未通过试样的颗粒材料，经称重并扣去试样干重，则得未通过试样的干土重。将通过试样与未通过试样颗粒材料之和与开始总投放量相比较，其偏差值小于1%时试验合格，否则重新试验。

7.分别对另外两块试样重复2.~6.步骤。

8.对任一试样，通过试样的颗粒材料的数值与全部通过试样的颗粒材料的平均值之差大于25%，则须用剩余的其他两块试样重新试验。

9.列表记入颗粒总投放量，通过试样的颗粒量，未通过颗粒量，通过颗粒量的百分比和颗粒损失量的百分比，综合考虑各试样的颗粒材料的通过量和颗粒材料的颗粒分布曲线，估计O_{90}大致范围，选择一组连续孔径的试验筛，按常规土工试验颗分试验对通过试样的颗粒材料进行筛分，得到颗分曲线。

(四)计算

计算通过试样颗粒材料累计值百分比，在半对数纸上作出通过颗粒的累计百分比与试验筛孔径的曲线，见图3-3-4，由图可定出O_{90}。

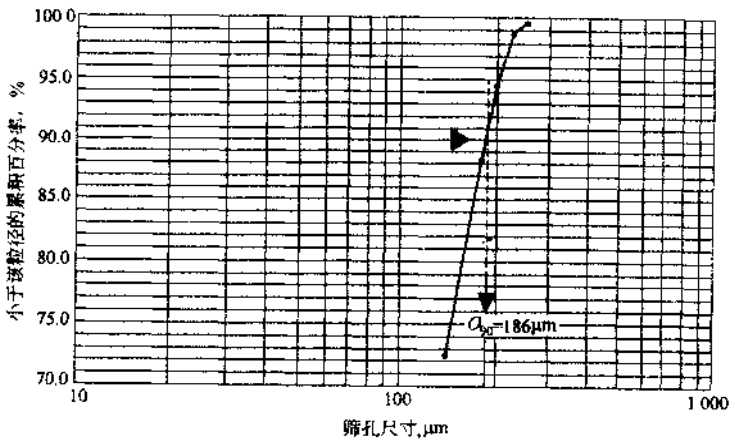


图3-3-4 通过试样的颗粒材料累积曲线和O_{90}的测定

(五)记录

湿筛法孔径试验记录格式，见表3-3-2。

湿筛法孔径试验记录　　表 3-3-2

委托单位		振筛时间(min)		试验日期	
产品名称规格		水流情况		试验者	
振筛机型号		温度(℃)		计算者	
粒料投放量(g)		湿度(%)		校核者	

试样编号	颗粒投放总量 (g) (1)	颗粒通过量 (g) (2)	颗粒未通过量 (g) (3)	颗粒损失量(%) [(1)-(2)-(3)]/(1)×100	颗粒通过百分比(%) (2)/(1)×100
1					p_1
2					p_2
3					⋮
4					p_i
5					
总和				平均	平均 $\bar{p}$

注:湿筛法要求测定 3 块试样。当测定 3 块试样后,每块试样均满足 $\frac{\bar{p}-p_i}{\bar{p}}<25\%$ 的条件,则试验结束。当某一试样其 $\frac{\bar{p}-p_i}{\bar{p}}\geqslant 25\%$ 时,则需将其他 2 块后备试样进行试验。

第三节　渗透试验

一、垂直渗透试验

(一)试验目的、方法和适用范围

本试验用于测定土工织物在常水头作用下的垂直渗透系数和透水率,试验时水流为层流和试样为无压状态。试验方法参考 FHWA《土工织物手册》(1987)、《土工布透水性测定方法》(GB/T 15789—1995)、《土工合成材料测试规程》(SL/T 235—1999)及《土工布及其产品无压时的垂直渗透试验》(ISO/FDIS 11058—98T(E))等。本试验适用于具有透水性能的各类土工织物和土工复合品。

(二)试验设备

试验设备参见图 3-3-5。

1.试样夹持器:①夹持器有效过水面积为 20~100cm^2,应能安装单片和多片土工织物;②试样与夹持器周壁必须密封良好,不得有渗漏。

2.上下游水位容器:①有溢流装置,保持常水头;②能调节水位,水头变化范围为 0~60mm。

3.量测系统的管路宜短而粗,减小水头损失。

4.其他:试验用脱气水或蒸馏水、秒表、量筒、吸球、水桶等。

5.对新安装的设备应作空态(无试样)率定,以确定设备自身

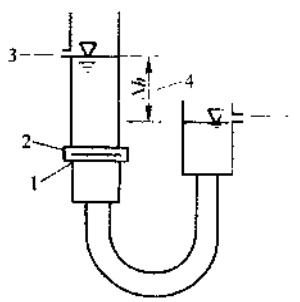


图 3-3-5　垂直渗透试验示意图
1-试样;2-试样夹持器;3-溢水口;4-水位差

的水头损失，并予以修正。

（三）试验操作

1.裁剪试样：试样尺寸与夹持器相配。单片试样取5个试样平行测定；多片试样取3～5组平行测定。

2.安装试样：事先将试样浸泡在水中并赶出气泡。将试样装入渗透仪夹持器过程中应避免空气进入试样，有条件在水下安装。装好后向下游容器内注水，使水自试样底部徐徐向上渗出并排气，水漫过试样。

3.调节上游水位，使高出下游水位，水由上游流向下游，并溢出。待上下游水位差 Δh 稳定后，测读 Δh，开动秒表，同时用量筒接取一定时间段的渗透水量，并测水温。

4.调节上游水位，改变水力梯度，重复上一条操作步骤，作渗透流速 v 与水力梯度 i 的关系曲线，取其线性范围内的试验结果，计算平均渗透系数。

5.重新安装一个试样，重复2.～4.步骤进行。

（四）计算

垂直渗透系数 k 的定义是水流垂直于土工织物平面水力梯度 i 等于1时的渗透流速 v，$k=\frac{v}{i}$，i 是水位差 Δh 与织物厚度 δ 之比，即 $i=\frac{\Delta h}{\delta}$，所以 $k=\frac{v\delta}{\Delta h}$。

透水率 Ψ 的定义是水流垂直于土工织物平面水位差 Δh 等于1时的渗透流速 v，表示为 $\Psi=\frac{v}{\Delta h}$。比较 k 与 Ψ，其关系为 $\Psi=\frac{k}{\delta}$。k 和 Ψ 与试验水温有关，一般要求给出20℃时的渗透系数 k_{20}。

1.按下式计算20℃时的渗透系数：

$$k_{20}=\frac{W\delta}{A\Delta ht}\cdot\frac{\eta_t}{\eta_{20}} \tag{3-3-2}$$

式中：k_{20}——20℃时试样的垂直渗透系数，cm/s；

W——渗透水量，cm^3；

δ——试样厚度，cm；

A——试样过水面积，cm^2；

Δh——上下面水位差，cm；

t——通过水量 W 的历时，s；

η_t/η_{20}——水动力粘滞系数比，η_t 与 η_{20} 分别为水温 t℃和20℃时的水动力粘滞系数，kPa·s。

水动力粘滞系数比，η_t/η_{20} 见表3-3-3。式中给出18～22℃的 η_t/η_{20}。当水温与20℃差值较大时，η_t/η_{20} 修正值过大而带来误差。目前试验室，规定室温为20℃±2℃。

2.按下式计算透水率 Ψ：

$$\Psi=\frac{k}{\delta} \tag{3-3-3}$$

式中：Ψ——透水率，1/s；

其余符号见式(3-3-2)。

3.计算试样不同水位差时的平均渗透系数和平均导水率及全部试样的平均渗透系数和平均导水率。

η_t/η_{20} 表3-3-3

温度（℃）	η_t/η_{20}
18.0	1.050
19.0	1.025
20.0	1.000
21.0	0.976
22.0	0.953

（五）记录

垂直渗透试验记录格式，见表 3-3-4。

垂直渗透试验记录 表 3-3-4

委托单位		试验水温(℃)		试验日期	
产品名称规格		水动力粘滞系数比 η_t/η_{20}		试验者	
试样面积 $A(cm^2)$		温度(℃)		计算者	
试样厚度 δ(cm)与层数 n(块)		湿度(%)		校核者	

试样序号	试验次数	历时 t(s)	水位(cm) 上游 h_1	水位(cm) 下游 h_2	水位差 Δh(cm)	水力梯度 i	渗透水量 $W(cm^3)$	渗透流速 v(cm/s)	渗透系数 k(cm/s)	20℃渗透系数 k_{20}(cm/s)	k_{20} 平均值	备注
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	
					(2)-(3)	(4)/δ		(6)/(1)A	(7)/(5)	(8)η_t/η_{20}		
1	1											
	2											
	3											
2	1											
	2											
	3											
3	1											
	2											
	3											
4	1											
	2											
	3											
5	1											
	2											
	3											

(六)讨论

1.试验水流条件：在 20 世纪 80 年代研究渗透试验文章较多，关于试验水流条件，看法比较一致，认为土工织物渗透试验与土的渗透试验一样，应当符合层流条件，遵守达西定律。由于没有给出定量标准，因此试验时只能采用较小的流速，使在层流范围内。在 GB/T 15789--1995 的国标中和 ISO/FDIS11058—98T(E)中都没有提到层流条件。当流速相差较大时，测得的渗透系数有所差别。因此进行渗透试验时是否应符合层流条件需明确。

2.试样层数和试验水位差：一些测试方法和规程中明确规定了测定单层试样的渗透系数；规定测定水位差为 50mm 或 100mm 时的渗透系数。由于土工织物品种繁多，其厚度可在不足 0.2mm 到大于 5mm 范围内变化；孔隙率可在 10% ~ 90% 范围内变化，透水性相差很大。在此条件下，很难控制水力梯度和渗透流速，更难保证层流条件。

二、水平渗透试验

(一)试验目的方法和适用范围

本试验用于测定土工织物在一定法向压力和常水头作用下的水平渗透系数和导水率，试验时水流为层流状态。试验方法参考《土工布及其产品常水头下沿织物平面导水性的试验方法》(ASTM D4716—87)；《土工布及其产品沿织物平面导水能力的测定》(ISO/FDIS 12958--

98E);《土工布及其有关产品平面内水流量的测定》(GB/T 17633—1998)以及《土工合成材料测试规程》(SL/T 235—1999)。本试验适合于沿水平方向具有输水能力的各类土工织物和土工复合品。

(二)试验设备

1.水平渗透仪,由试样容器、上下游水位容器及加荷装置三部分组成,分别应满足下述要求:①试样容器应密封不漏水;②水位容器应能调节水位,水力梯度应满足大于1.0,试验过程中保持常水头;③加荷装置,要求施加法向压力范围为10~250kPa,作用于试样的压力分布均匀,试验过程中保持恒压。

图3-3-6给出了3种水平渗透仪示意图,图3-3-6(a)式是ASTM D4716标准介绍的;图3-3-6(b)式是ISO/FDIS 12958—98E及GB/T 17633—1998标准中介绍的;图3-3-6(c)式是SL/T235—1999规程中介绍的。图3-3-6(a)式及图3-3-6(b)式均为直接加荷,法向压力通过荷载板和试样之间的泡沫橡胶施加,要求施加的压力均匀,且接触面积与试样相等。图3-3-6(c)式

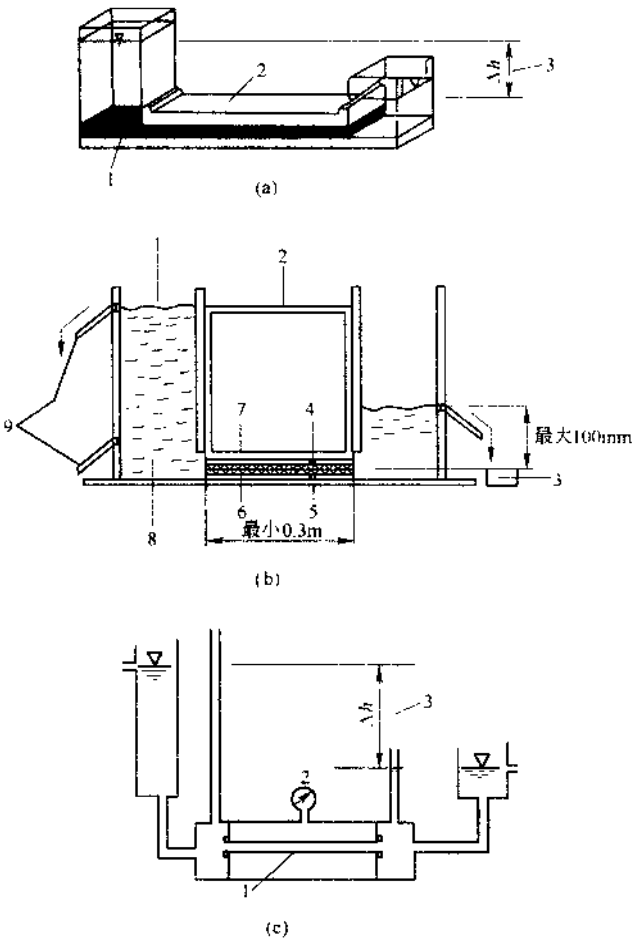


图3-3-6 水平渗透仪示意图

(a) 1-试样;2-加荷板;3-水位差

(b) 1-供水;2-加压负载;3-集水槽;4-泡沫橡胶;5-基板;6-试样;7-加压台;8-水槽;9-出水口

(c) 1-试样;2-压力表;3-水位表

是南京水利科学研究院土工所研制的排水板通水量测定仪，将其移用进行土工织物水平渗透试验，十分适用。用乳胶膜包裹试样，外加气压，这样试样承受均匀压力，且水密性好。图3-3-6(c)式结构简单，操作方便。

2.其他试验用脱气水或蒸馏水、秒表、量筒、水桶、温度计等。

(三)试验操作

1.裁剪试样：①试样宽度应大于100mm，长度应大于2倍宽度；②分别裁剪顺机向和横机向试样各3块，当试样较薄时，应取2层或3层试样重叠为一组进行试验，这时相应需裁剪6块或9块试样。

2.安装试样，将试样包封在乳胶膜内安装在压力室内，试样应平整无折绉，周边无渗漏。对于直接加荷载，应仔细安装试样上下垫层，使试样能承受均匀压力。

3.施加2～5kPa的压力，使试样就位，随即向水位容器内注入脱气水，排走试样内气泡。试验过程中试样应饱和。

4.确定参数，按现场条件选用水力梯度，当情况不明时，选用水力梯度不大于1.0。按现场条件或设计要求选择法向压力，至少进行三种压力的试验，一种稍大于设计值，一种稍低于设计值。

5.对试样施加最小一级法向压力，持续15min。抬高容器的水位，使达到要求的水力梯度。

6.当水流稳定后，测读通过500cm^{3}渗透水量的时间，或测读15min内通过的水量，每个水力梯度平行测定3次。

7.换一种水力梯度重复上述步骤5.和6.。

8.增大法向压力，重复上述步骤5.～7.。

(四)计算

水平渗透系数k_h的定义是水流沿土工织物平面水力梯度i等于1时的渗透流速v，$k_h=\frac{v}{i}$，$v=\frac{W}{\delta Bt}$，W为渗透水量，t为测定W所需时间，$\delta\cdot B$为试样过水面积。

导水率θ定义是水力梯度等于1时水流沿土工织物平面单位宽度内输导的流量，$\theta=\frac{W}{iBt}$，比较k_h与θ，其关系为$\theta=k_h\cdot\delta$。

1.按下式计算20℃时的水平渗透系数：

$$k_{h20}=\frac{WL}{\delta Bt\Delta h}\cdot\frac{\eta_t}{\eta_{20}} \tag{3-3-4}$$

式中：k_{h20}——土工织物20℃时的水平渗透系数，cm/s；

W——渗透水量，cm^3；

L、B、δ——试样长度、宽度和厚度，cm；

Δh——上下面水位差，cm；

t——通过水量W的历时，s；

η_t/η_{20}——水动力粘滞系数比，见表3-3-3。

2.按下式计算导水率θ：

$$\theta_{20}=k_{h20}\cdot\delta \tag{3-3-5}$$

式中：θ_{20}——土工织物20℃时的导水率，cm^2/s；

其余符号见式(3-3-4)。

3.计算各个法向压力下的平均水平渗透系数和平均导水率。

(五)记录

水平渗透试验记录格式,见表 3-3-5。

水平渗透试验记录 表 3-3-5

委托单位		试验水温(℃)		试验日期	
产品名称规格		水动力粘滞系数比 η_t/η_{20}		试验者	
试样厚 δ(cm)与层数 n(块)		温度(℃)		计算者	
试样长 L(cm)×宽 B(cm)		湿度(%)		校核者	

压力(kPa)	试样厚度 $n\delta$(cm)	试样序号	试验次数	历时 t(s)	水位(cm) 上游 h_1	水位(cm) 下游 h_2	水位差 Δh(cm)	水力梯度 i	渗透水量 W(cm³)	渗透流速 v(cm/s)	渗透系数 k_t(cm/s)	20℃渗透系数 k_{t20}(cm/s)	k_{t20} 平均值	备注
				(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	
							(2)-(3)	(4)/L		(6)/(1)$n\delta B$	(7)/(5)	(8)η_t/η_{20}		
		1	1 2 3											
		1	1 2 3											
		1	1 2 3											

三、土工膜抗渗试验

(一)试验目的、方法和适用范围

本试验用于测定土工膜在水压作用下的渗透系数。没有找到有关土工膜渗透系数试验的标准或手册。我所根据垂直渗透系数定义、渗透试验原理和土工膜渗水量小的特点,引用了土工试验三轴仪的体变管组装成土工膜抗渗仪,直接测定渗过材料的渗水量用以计算渗透系数。该试验方法为《土工合成材料试验规程》(SL/T 235—1999)采纳。本试验适用于具有防水性能的各类土工膜。

(二)试验设备

1.土工膜抗渗仪由试样容器、体变管及恒压系统三部分组成,见图 3-3-7。①试样容器装试样用,过水面积为 20~100cm²,膜的下部作用压力水,压力水通过膜发生渗漏时由透水板排出。②体变管,移用《土工试验规程》三轴试验的体变管,当试样发生渗漏时,体变管内滴定管的油面下降,油的下降量即为通过试样渗出的水量。滴定管的最小分度值为 0.1cm³,可测定

土工膜 1×10^{-11}cm/s 量级的渗透系数值。当很长时间内体变管读数不变，可认为土工膜基本不透水，渗透系数小于 1×10^{-11}cm/s。③恒压系统包括气源、调压阀、压力表等。抗渗仪的各组成部分及其连接管路和接头要求在试验压力下不渗漏，并在试验过程中保持恒压。

2.其他：秒表、温度计、量杯、吸球等。

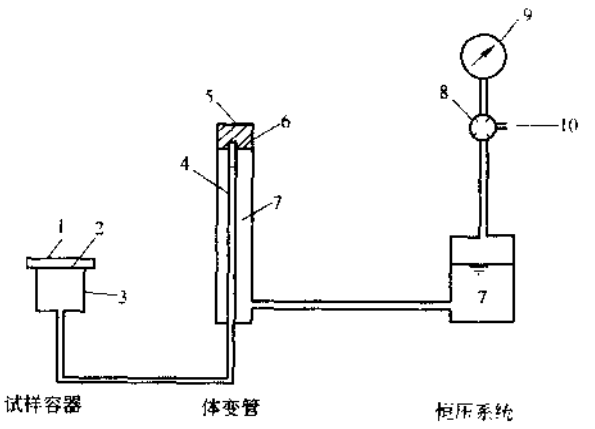


图 3-3-7 抗渗仪示意图

1-透水板；2-土工膜；3-试样容器；4-滴定管；5-体变管；6-油；7-水；8-调压阀；9-压力表；10-气源

(三)试验操作

1.裁剪试样：试样不少于 5 块，尺寸与试样容器相配。

2.对试样容器、体变管及管路系统进行排气，使系统充满水。

3.装样，打开试样容器，注满水，依次放密封圈、试样、密封圈和透水板，全部夹紧。

4.试验前将体变管内油面调至较高位置。

5.用调压阀渐渐加压，无特定要求时应加压至 100kPa。加压时观察油面，开始时油面下降较快，其中主要为系统变形所致，不必读数。同时检查管路和各接头是否有渗漏。

6.当油面在下降速率逐渐稳定后可开始读数和记录，同时测记水温。

(1)读数时间间隔视膜的渗水量而定，对渗水量大的试样每隔 3～5min 读数一次；渗水量很小的试样每隔 30～60min 读数一次。

(2)对渗透性较大的试样，滴定管内的油面会较快降至滴定管底部，应及时调整抬高油面，并进行读数转换。

7.试验持续时间视渗水量 ΔW 稳定情况而定，当由渗水量计算的渗透系数基本不变时，即可停止试验。

8.将其余试样进行试验。

(四)计算

按下式计算渗透系数：

$$k_{20}=\frac{\Delta W\delta}{tA\Delta h}\cdot\frac{\eta_t}{\eta_{20}} \tag{3-3-6}$$

式中：k_{20}——20℃时的渗透系数，cm/s；

ΔW——渗透水量，cm^3

A——试样过水面积，cm^2；

δ——试样厚度，cm；

Δh——土工膜两侧水位差，cm；

t——通过水量的历时，s；

η_t/η_{20}——水动力粘滞系数比，见表 3-3-3。

(五)记录

土工膜渗透试验记录格式，见表 3-3-6。

土工膜渗透试验记录 表 3-3-6

委托单位		试验水温(℃)		试验日期	
土工膜名称规格		水动力粘滞系数比 η_t/η_{20}		试验者	
试样面积 $A(cm^2)$		温度(℃)		计算者	
试样厚度 $\delta(cm)$		湿度(%)		校核者	

序号	压力 (kPa)	时间	量管读数 (cm^3)	历时 (s)	渗水量 (cm^3)	渗透系数 (cm/s)	20℃时渗透系数(cm/s)	备 注

第四章　土与土工合成材料界面摩擦试验

第一节　土与土工合成材料相互作用试验

土与土工合成材料相互作用试验有直剪摩擦试验、拉拔摩擦试验和淤堵试验，这3种试验成果在工程应用中很重要。用于隔离和加筋作用的土工合成材料被埋在土内和周围土体构成复合体系，在外荷作用下土体变形时将会沿其界面发生摩擦而将外荷传递至土工合成材料，起到隔离和加固的作用，所以土和土工合成材料的摩擦特性是工程应用中的重要指标。用于反滤和排水作用的土工织物要求其在长期工作中不被淤堵，这需要做淤堵试验，用选定的织物和被保护的现场土料作长期淤堵试验来检验。这三种试验都涉及用现场土料共同作用下进行试验，这比单纯测定土工合成材料自身特性指标要复杂得多。目前只有直剪试验相对比较成熟，已有试验标准；拉拔试验和淤堵试验均无标准。本章主要介绍直剪试验，简要介绍拉拔试验。

第二节　界面摩擦试验

一、直剪试验

（一）试验目的、方法和适用范围

本试验用土工直剪试验技术测定土与土工合成材料之间的界面摩擦阻力。本试验适用于各种土性和状态的土和各种土工织物、土工膜和土工格栅等。

试验方法参考《土工布及其产品摩擦特性的测定》（ISO/DIS 12957-1—98）、《土工布及其有关产品摩擦特性的测定第1部分：直接剪切试验》（GB/T 17635.1—1998）和FHWA《土工织物手册》（1987）。ISO标准试验方法要点有：试样面积300mm×300mm；土料采用标准砂并规定密度和湿度；下部刚性支承；剪切速率（1±0.2）mm/min。FHWA试验方法要点有：试样面积50mm×50mm；土料为各种土料和原状土；下部支承为土或刚性支承；剪切速率0.05mm/min。我所曾用标准砂对（60×60）、（100×100）、（150×150）mm^2三种尺寸试样进行比较试验，其结果表明试样盒大小对摩擦系数影响不明显。试验表明，制备密度均匀的试样很重要，而随试样尺寸增大制样难度也增大；制备粘性土试样远比砂性土试样困难。此外下部刚性支承的试验成果比用土支承的规律性要好。本试验主要介绍ISO/DIS 12957-1—98标准中有关摩擦特性试验的规定。

（二）试验设备

1.剪切盒有两种形式，分别示于图3-4-1中的（a）和（b）。

（1）等面积剪切盒：剪切盒内部尺寸不小于300mm×300mm；盒应有足够高度以满足装砂

和安装法向加荷设备的要求；盒壁应有足够的刚度。下部为刚性支承板，其长度至少为试样长度附加试验过程中的最大相对位移(16.5%试样长)。

(2)面积递减剪切盒：上下盒面积相等，内部面积不小于 300mm × 300mm。

2.刚性支承：试样固定在刚性支承板上或下盒刚性块上。

3.刚性基座：刚性板或下盒支承在摩阻很小的轴承装置上。

4.水平力装置：采用应变控制法施加水平力，位移速率为(1 ± 0.2)mm/min。

5.法向力装置：采用在软质橡皮膜内施加液压的方式将法向力均匀地施加到土体上。

6.量测装置：剪切力测读精度为 0.5%；相对位移测读精度 0.02mm。

7.标准砂其粒度分级见表 3-4-1。

(三)试验操作

1.将试样固定在下部支承板或支承块上。试样面积与下盒面积相等，见图 3-4-1(b)。试样应平整无折皱。

2.在上盒内装入 50mm 厚的标准砂，密度达 1.75g/cm^3。

3.装好法向力装置和位移测量装置(传感器或百分表)。施加法向力使作用在试样上的压力达 50kPa。

标准砂粒度分级　表 3-4-1

筛网孔径(mm)	累计筛余量(%)
2.00	0
1.60	7 ± 5
1.00	33 ± 5
0.50	67 ± 5
0.16	87 ± 5
0.08	99 ± 1

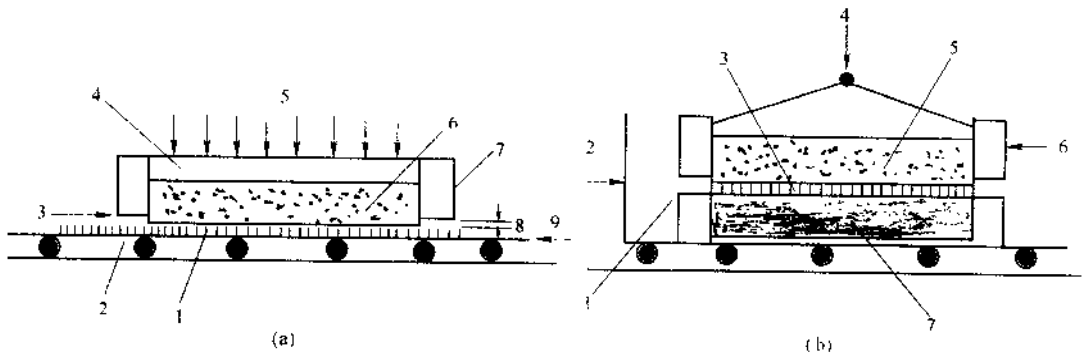


图 3-4-1　直剪摩擦仪

(a)等面积剪切盒

1-试样；2-刚性基座；3-水平反力；4-加荷系统；5-法向力；6-标准砂；7-剪切盒；8-最大间隙 0.5mm；9-水平推力

(b)面积递减剪切盒

1-标准剪切盒；2-水平推力；3-试样；4-法向力；5-标准砂；6-水平反力；7-刚性支承

4.开始剪切，水平位移每移动 0.2mm 或每隔 12s 测读一次剪切力或连续记录。当法向力装置上面的加荷板出现上抬或转动即停止试验；或当相对位移达 50mm(即应变达 16.5%)终止试验。

5.拆开仪器，取出标准砂，检查试样并记录损坏情况。

6.同样方法进行法向压力为 100kPa 及 150kPa 的剪切试验。每一个试验用一块新试样。

(四)计算

1.按下式计算抗剪力：

$$\tau_f = F/A \tag{3-4-1}$$

式中：τ_f——抗剪力，kPa；

F——实测峰值水平推力，kN；

A——试样面积，m^2。

2.计算各级法向力下的抗剪力，并绘出 τ_f—σ 曲线，近似为一直线。

3.按下式计算土—土工织物的界面摩擦系数 f：

$$f = \frac{\tau_f}{\sigma} \tag{3-4-2}$$

式中：σ——法向压力，kPa；

τ_f——对应于 σ 的抗剪力，kPa。

(五)记录

直剪摩擦试验记录格式见表 3-4-2。

直剪摩擦试验记录(应变控制式)　　表 3-4-2

委托单位		固结时间(min)			
试验方法		剪切速率(mm/min)		试验日期	
产品名称规格		传感器系数(N/μ)		试验者	
土的密度状态		温度(℃)		计算者	
试样尺寸(mm^2)		湿度(%)		校核者	

序号	历时(min)	位移量(mm)	法向压力 σ_1(kPa)			法向压力 σ_2(kPa)			法向压力 σ_3(kPa)		
			传感器读数	μ值	剪应力 τ(kPa)	传感器读数	μ值	剪应力 τ(kPa)	传感器读数	μ值	剪应力 τ(kPa)
备注											

二、拉拔试验

(一)试验目的、方法和适用范围

本试验用于测定土工合成材料与土的拉拔摩擦阻力。本试验适用于各种土性和状态的土与各种类型的土工织物、土工膜、土工带和土工格栅。

直剪和拉拔试验均用以测定界面摩擦力，但工作机理不同，结果相差较大。拉拔试验很不成熟，没有试验标准。国内外所进行的拉拔试验，大多为了研究拉拔机理，或为了工程需要进行模拟试验实测拉拔力。试验箱尺寸国内的比国外的要小，国内多用直剪仪改装，最大为

300mm × 300mm；国外的大多为矩形箱，箱的长度较小的达 500mm，大的达 2m 多。大的试验箱可减小边界影响，但加荷设备和制样工作量大大增加。图 3-4-2 为拉拔试验示意图。拉拔时，拉力和变形首先发生在试样的拉拔点附近，随着拉力加大，受力范围逐渐向内扩展直至试样的端部，界面上的应力逐渐重分布渐趋均匀。当界面上摩阻力接近极限值时，试样被拔出。可见拉拔力的分布随时间随位置而变化。拉拔时可能发生的另一个现象是试样在拔出前就已被拉断，拉拔试验无法进行。拉断与否主要受试样拉抻强度、试样长度和法向压力三个因素的影响。强度低、试样长、压力大则易被拉断。这 3 个因素相互制约相互影响，对于拉伸强度一定的试样，若采用较大的法向力则必须减短试样长度才能不被拉断，反之亦然。因此，在做拉伸试验前必先进行探索性试验确定参数及其组合。这里简单介绍拉拔试验。

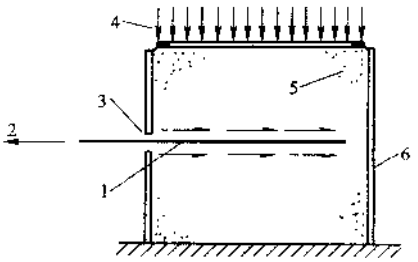


图 3-4-2 拉拔试验示意图

1-试样；2-拉力；3-缝隙；4-法向压力；5-土；6-试验箱

（二）试验设备

1.试验箱：可为矩形箱，侧壁有足够刚度，箱体尺寸不小于 30cm × 20cm × 20cm（长 × 宽 × 高），箱一端侧壁的半高处有横贯全宽的水平缝隙，高约 5mm，供试样引出箱体，紧贴缝壁安置一可上下抽动的插板，以调节缝隙大小，防止土粒漏出。试验箱也可用大型剪切盒改装而成，在上下剪切盒之间的三边垫放高约 5mm 的垫条，上下盒用销钉固定。

2.加荷装置和量测装置。

3.拉力夹具：有效宽度应比试样宽 10mm。

（三）试验操作

1.试样准备：①裁剪试样，试样宽度宜小于试验箱宽度，试样长度应使试样不被拉断，试样数量不少于 3 块；②从试验箱引出的试样端部应进行加固，以免试验箱外试样发生较大的变形。

2.按设计要求的密度和状态仔细填实试验箱下半部的土体。在土面上铺放试样，其拉伸端自缝口引出，注意两边对称，随即在试样上轻轻铺上一层土使试样定位。按设计要求填实上半箱土体。

3.将试样的端部平整地放入夹具内，对中，夹紧。

4.依次装上加荷顶盖及百分表，施加法向力，进行固结。

5.调整水平加荷装置，当拉力夹具开始受力时即为拉拔开始点。开动电机，测读并记录位移量和水平拉力。拉拔速率对砂性土可取 0.5mm/min。

6.当拉拔力出现峰值后，应继续拉拔直至拉拔力稳定，即可停止试验。

7.换一块试样，施加另一个法向压力重复上述操作，完成全部试样。

（四）计算

1.按下式计算界面拉拔摩擦强度：

$$\tau_p = \frac{T_p}{2LB} \tag{3-4-3}$$

式中：τ_p——拉拔摩擦强度，kPa；

T_p——实测的峰值水平总拉力，kN；

L、B——试样埋在土体内的长度和宽度，m。

2.计算各级法向压力下的拉拔摩擦强度，并绘出 τ_p—σ 曲线。

3.按下式计算土—土工合成材料的拉拔摩擦系数 f：

$$f = \frac{\tau_p}{\sigma} \tag{3-4-4}$$

式中：σ——法向压力，kPa；

τ_p——对应于 σ 的拉拔摩擦强度，kPa。

（五）记录

拉拔摩擦试验记录格式与直剪摩擦试验相同，见表 3-4-2。

第五章　复合型和特种土工合成材料试验

第一节　两种复合型土工合成材料——塑料排水板和软式透水管的试验

塑料排水板由板芯和外包的滤膜组成复合体，排水板的测试项目有，复合体的强度和延伸率、复合体纵向通水量、滤膜的强度和延伸率、滤膜的孔径和渗透系数。软式透水管由高强弹簧钢丝绕成螺旋形的管子和外包过滤层组成复合体，软式透水管的测试内容包括复合体的耐压扁平率、过滤层的强度和延伸率、过滤层的孔径和渗透系数。这两种复合制品需要测试的项目很多，但除了排水板纵向通水量和透水管的耐压扁平率之外，其余指标均可遵照前述力学和水力特性试验方法测定。下面介绍排水板纵向通水量和透水管耐压扁平率的试验方法。

一、塑料排水板纵向通水量试验

(一)试验目的、方法和适用范围

本试验用于测定排水板复合体纵向通水量。试验方法可参考《塑料排水板质量检验标准》(TTJ/T 257—1996)和《土工合成材料测试规程》(SL/T 235—1999)，测定排水板在侧压力 350kPa 和水力梯度 0.5 作用下，沿纵向通过排水板的每秒水量，单位为 cm^3/s。试验时要求温度保持恒定，试样试验前需经 24h 调湿处理，调湿和试验的室温和水温为 20℃ ± 2℃，这是因为温度变化对板芯材料的抗变形能力有较大影响；过大的温度修正会带来较大误差。本试验适用于各种类型板芯的排水板。

(二)试验设备和用具

1.通水能力测定仪，有竖式和卧式两种，见图 3-5-1。测定仪应满足：①试验时试样承受均匀且恒定的侧压力；②试样在常水头下进行渗流，要求上下游的水位容器有溢水装置，且有较大容积以保证水流稳定。

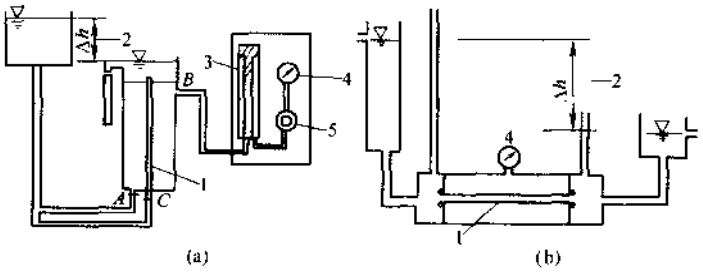


图 3-5-1　排水板通水能力测定仪

(a)竖式；(b)卧式

1-排水板；2-水位差；3-体变管；4-压力表；5-调压阀

2.其他:乳胶膜(包封排水板用,要求弹性好,厚度宜小于 0.3mm)、量筒、秒表、温度计、水桶等。

(三)试验操作

1.裁剪试样:沿长度方向剪取两块试样,其有效长度 40cm,加两端安装长度,共约 43cm。

2.将包有乳胶膜的排水板装入通水仪内,密封好两端接头,安装好联接部分。

3.对压力室施加侧压力,通用的侧压为 350kPa,在试验过程中保持恒压。

4.调节上下游水位,使排水板在水力梯度 $i=0.5$ 条件下进行渗流。

5.在恒压及恒定水力梯度下渗流半小时后测量渗水量,并测记时间,以后每隔 2h 测量一次,直到前后两次通水量差小于前次通水量的 5%为止。

以此作为排水板的通水量。同样方法测另一块排水板。

(四)计算

1.通水量的定义是排水板复合体在规定侧压力作用下相当水力梯度为 1 时通过排水板截面的纵向通水量,按下式计算排水板通水量 Q:

$$Q=\frac{W}{t\,i} \tag{3-5-1}$$

式中:Q——通水量,cm^3/s;

W——在 t 时段内通过排水板的水量,cm^3;

t——通过水量 W 所经历的时间,s;

i——水力梯度,设定 $i=0.5$。

2.计算两块排水板通水量的平均值。

(五)记录

排水板通水量试验记录格式,见表 3-5-1。

排水板通水量试验记录 表 3-5-1

委托单位		水力梯度		试验日期	
产品名称规格		侧压力(kPa)		试验者	
仪器形式		温度(℃)		计算者	
试样长度(cm)		湿度(%)		校核者	

序号	1号试样					2号试样				
	测读时间	测试历时(s)	水量读数(cm^3)	通水量(cm^3/s)	试验水温(℃)	测读时间	测试历时(s)	水量读数(cm^3)	通水量(cm^3/s)	试验水温(℃)

二、软式透水管的耐压扁平率试验

(一)试验目的、方法和适用范围

本试验用于测定软式透水管复合体的耐压扁平率。测试方法无标准，所述方法参考生产软式透水管公司所提供的资料，其中介绍了产品的规格、构造、应用、技术指标及其测试方法。扁平率表示透水管承受上复荷载的能力。试验时对试样逐级施加荷载，测各级荷载下的变形量，算出扁平率，得出扁平率与荷载的关系曲线。本试验适用于各种管径并外包各种过滤层的透水管。

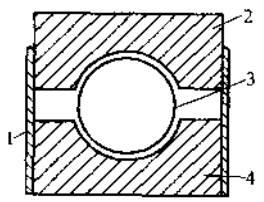


图 3-5-2 加压模块示意图
1-导向板;2-上模板;3-试样;4-下模块

(二)试验设备

1.加荷模块，见图 3-5-2，模块用方形硬木，中央有圆孔，孔的直径与试样管径相匹配。两对开硬木之间的间隙约为孔径的 1/3。上下模块两侧设有与底座相垂直的导向板，使上模块在受压时不发生歪斜。

2.加压设备，可用磅秤加压仪或杠杆加压仪，出力应大于 5kN。

3.其他：百分表，最小分度值为 0.01mm。

(三)试验操作

1.裁剪试样：管径 < 250mm 时，试样长为 250mm；管径 > 250mm 时，试样长度至少应与管径成 1:1 的比例。试样数量不少于 3 根。

2.将下模块、透水管及上模块依次放在加压仪上，使两边齐平，放好导向板。加在模块上的荷载应居中使全部荷载传递到透水管上。

3.先施加 5N，使模块与管子接触，调整百分表零点。

4.根据工程设计要求的总荷载，均匀划为几等分逐级加荷，读出每级荷载下的变形量。同样方法测定其他两根管子。

(四)计算

1.扁平率的定义是透水管在上复压力作用下管的径向变形量与管径之比，按下式计算扁平率：

$$U_i = \frac{\Delta D_i}{D} \tag{3-5-2}$$

式中：U_i——第 i 级荷载时的扁平率，%；

ΔD_i——第 i 级荷载时管的径向变形量，mm；

D——管的直径，mm。

2.分别绘出 3 根管子的扁平率与荷载的关系曲线。

3.绘出平均的扁平率与荷载的关系曲线。

(五)记录

软式透水管耐压扁平率试验记录格式，见表 3-5-2。

软式透水管耐压扁平率试验记录　　表 3-5-2

委托单位		加荷方式			
产品名称规格		温度(℃)		试验者	
试样长度(cm)		湿度(%)		计算者	
试样直径(mm)		试验日期		校核者	

	序　号										
1号试样	荷载(kN)										
	径向变形量(0.01mm)										
	扁平率(%)										
2号试样	荷载(kN)										
	径向变形量(0.01mm)										
	扁平率(%)										
3号试样	荷载(kN)										
	径向变形量(0.01mm)										
	扁平率(%)										

第二节　特种土工合成材料土工格栅、土工网及土工带的试验

土工格栅、土工网及土工带主要用于隔离和加筋工程，抗拉强度是主要指标。随着对原材料特性的研究，认识到对这些加筋材料仅仅测定瞬时强度是不够的，还需测定长期强度，即蠕变强度，对工程真正有意义的是长期强度。本节简述土工格栅、土工网及土工带的拉伸试验和土工合成材料的蠕变试验。

一、土工格栅、土工网和土工带拉伸试验

(一)试验目的、方法和适用范围

本试验规定了土工格栅、土工网和土工带的拉伸试验方法和取样方法，可确定它们的抗拉强度。试验方法主要参考 Tensar Netlon 公司的产品资料。由于这些产品的温度敏感性大，试样在试验前需经 24h 调湿处理，调湿和试验的室温为 20℃ ± 2℃。本试验适用于各种类型土工格栅、土工网和土工带。

(二)试验设备

主要有拉力机、夹具、量测和记录装置。与条带法拉伸试验设备相同。

(三)试样准备

1.土工格栅，试样形状见图 3-5-3，黑色为所剪取的试样形状。试样数量，纵横向分别取

样，每组随机取样 10 个。

2.土工网，试样形状见图 3-5-4，图中实线轮廓为试样拉伸部位，长方形虚线为夹持部位。试样数量，纵横向分别取样，每组随机取样 10 个。

3.土工带，取土工带整条宽度，计量长度为 100mm，每组随机取样不少于 6 条。

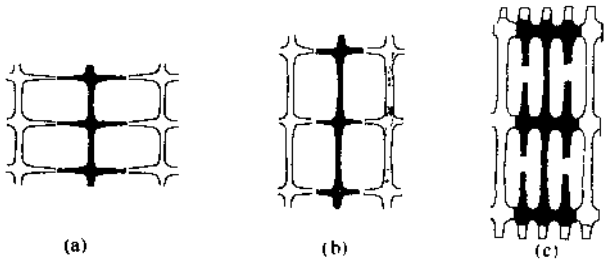


图 3-5-3 土工格栅试样形状

(a)；TensarSS2(纵向)；(b)TensarSS2(横向)；(c)TensarSR2(纵向)

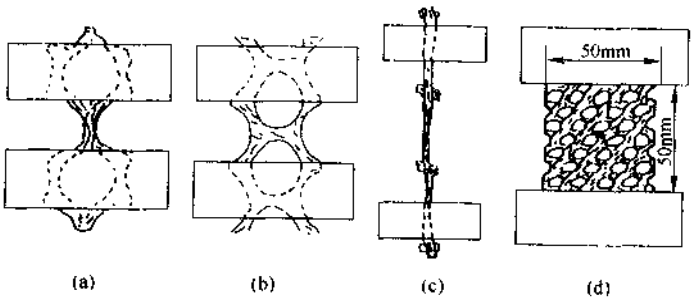


图 3-5-4 土工网试样形状

(a)CE131 型(纵向)；(b)CE131 型(横向)；(c)CE151 型；(d)孔眼小于 10mm 土工网

(四)试验操作

1.按试样计量长度调整拉力机上、下夹具的间距。将试样放入夹具内夹紧。

2.试样的最大断裂力应在拉力机负荷满量程的 10%～90%范围，调整好荷载和位移的零点位置。

3.设定拉伸速率：①土工格栅和土工带为 50mm/min；②土工网为计量长度的 20%/min。

4.开动拉力机，同时启动记录装置，连续运转直到试样破坏，停机。在拉伸过程中同时记录拉力—伸长量曲线。

(五)计算

1.土工格栅抗拉强度计算：

①用算术平均法计算全部试样实测最大拉力值的拉力平均值 $\bar{x}$。

②按下式计算每延米土工格栅的抗拉强度 T：

$$T = \bar{x}S/1000 \tag{3-5-3}$$

式中：$\bar{x}$——试样(一根筋)的拉力平均值，N；

S——1m 宽范围内筋的根数，根；

T——每延米土工格栅抗拉强度，kN/m。

2.土工网抗拉强度计算(见图 3-5-4)

(1)单孔试样(CE131 型)抗拉强度计算:

①计算全部试样的拉力平均值 $\bar{x}_1$。

②按下式计算每延米土工网的抗拉强度 T_1:

$$T_1 = \bar{x}_1 \cdot S_1/1000 \tag{3-5-4}$$

式中:$\bar{x}_1$——试样的拉力平均值,N;

S_1——1m 宽范围内土工网的孔数,个;

T_1——每延米土工网抗拉强度,kN/m。

(2)单筋试样(CE151、CE152 型)抗拉强度计算:

①计算全部试样的拉力平均值 $\bar{x}_2$。

②按下式计算每延米土工网的抗拉强度 T_2:

$$T_2 = \bar{x}_2 \cdot S_2/1000 \tag{3-5-5}$$

式中:$\bar{x}_2$——试样的拉力平均值,N;

S_2——1m 宽范围内土工网的筋数,根;

T_2——每延米土工网抗拉强度,kN/m。

(3)孔眼小于 10mm 的土工网抗拉强度计算:

①计算全部试样的拉力平均值 $\bar{x}_3$。

②按下式计算每延米土工网的抗拉强度 T_3:

$$T_3 = \bar{x}_3 \times 20/1000 \tag{3-5-6}$$

式中:$\bar{x}_3$——试样(宽 50mm)的拉力平均值,N;

T_3——每延米土工网的抗拉强度,kN/m。

3.土工带抗拉强度计算:

(1)计算全部试样的拉力平均值,即为土工带的抗拉力 P_f,单位为 kN。

(2)按下式计算土工带单位截面积的抗拉强度 p:

$$p = \frac{P_f}{B_0 H_0} \tag{3-5-7}$$

式中:P_f——土工带的抗拉力,kN;

B_0、H_0——分别为土工带的初始宽度和初始厚度,m;

p——单位截面积的抗拉强度,kPa。

4.按下式计算土工格栅、土工网和土工带的延伸率 ε:

$$\varepsilon = \frac{L_f - L_0}{L_0} \times 100\% \tag{3-5-8}$$

式中:L_f——对应最大拉力时的试样长度,mm;

L_0——试样初始计量长度,mm;

ε——延伸率,%。

(六)记录

1.土工格栅和土工网试验记录格式,见表 3-5-3。

2.土工带试验记录格式,见表 3-5-4。

土工格栅、土工网试验记录

表 3-5-3

委托单位		试样尺寸(mm)			
产品名称规格		温度(℃)		试验者	
拉力机型号		湿度(%)		计算者	
拉伸速率(mm/min)		试验日期		校核者	

序号	纵向			横向		
	拉力 (N)	伸长量 (mm)	延伸率 (%)	拉力 (N)	伸长量 (mm)	延伸率 (%)
1						
…						
10						
平均值 $\bar{x}$						
标准差 σ						
变异系数 C_v(%)						
每延米筋数或孔数						
每延米强度(kN/m)						

土工带试验记录

表 3-5-4

委托单位		土工带宽度(mm)		试验日期	
产品名称规格		土工带厚度(mm)		试验者	
拉力机型号		温度(℃)		计算者	
拉伸速率(mm/min)		湿度(%)		校核者	

序号	样品 A			样品 B		
	拉力 (N)	伸长量 (mm)	延伸率 (%)	拉力 (N)	伸长量 (mm)	延伸率 (%)
1						
…						
6						
平均值 $\bar{x}$						
标准差 σ						
变异系数 C_v(%)						

二、蠕变试验

(一)试验目的、方法和适用范围

本试验用于测定土工合成材料的拉伸蠕变变形及拉伸蠕变破坏强度。试验方法参照《土工合成材料无侧限拉伸蠕变特性的试验方法》(ASTM D5262—95)。本试验适用于各类土工合成材料。

(二)试验设备及用具

1.试验装置,要求:①试验仪器安装在无振动的地方;②有多台试验仪时,每台试验仪应是独立的,互不干扰的,当一台仪器发生振动时对周边试验应无影响;③试验室要求恒温(20℃ ± 2℃)、恒湿(60 ± 10)%。

2.加荷装置,可采用砝码、杠杆或气压方式。加荷要求迅速而平稳,试验过程中荷载恒定不变。荷载精确度应在所加荷载的1%范围内。

3.夹具,要求牢固夹住试样,既不打滑也不损伤试样。

4.伸长计,测定试样伸长量,读数精确至0.003mm。

(三)试样制备

1.试样尺寸规定如下:

①应采用宽条(宽200mm)试样,见第二章第三节条带拉伸试验宽条试样规定。

②对于断裂强度大于100kN/m的高强土工织物,如受到设备限制,可用宽100mm的试样替代宽200mm的试样。

③对于土工格栅试样至少应包含3根纵向筋条及1根横向肋条。

2.试样数量,分别剪取纵向和横向试样,试样数量根据试验需要确定。

①当设计需要不同荷载水平的蠕变特性时,可采用4级荷载,分别为20%、30%、40%和60%极限荷载。

②如只需要设计荷载下的蠕变特性时,可采用2级荷载,一级为设计荷载;另一级大于设计荷载,荷载大小由设计人员规定。

③当需要了解温度对蠕变特性的影响时,则除进行上面标准温度(20℃ ± 2℃)下的试验外,可分别在(10℃ ± 2℃)和(40℃ ± 2℃)两种温度下进行试验。也可按照现场条件而定。

(四)试验操作

1.试验前试样在规定的温度(20℃ ± 2℃)和湿度(60 ± 10)%下至少静置24h。

2.将试样放入夹具内夹紧。试样对中,使其不受偏心荷载。

3.将伸长仪直接安装在试样上。

①对土工织物,可将初始计量长度设定为75mm。

②对土工格栅,应放在节点上。

4.用上述步骤分别安装同一组蠕变试验的其余各荷载水平的试样。

5.施加预拉荷载,将预拉荷载迅速而平衡地分别加到各试样上,预拉荷载包括加荷设备和夹具的重量。施加预拉荷载和施加试验全部荷载的时间间隔不应超过10min。记录由预拉荷载引起的伸长量,取施加预拉荷载后的试样应变值作为初读数。施加的预拉荷载值如下:

① 试样抗拉强度≤17.5kN/m,预拉荷载45N。

② 试样抗拉强度 > 17.5kN/m，预拉荷载为抗拉强度的 1.25%，但最大不超过 300N。

6.迅速而平稳地分别将相应各应力水平的荷载加到各试样上，并记录加荷所用时间(不计施加预拉荷载的时间)。

7.量测各试样伸长量：

①按下列时间间隔测记变形量：1、2、6、10、30min；和 1、2、5、10、30、100、500、1000h，以后 500h 测量一次，直至试验结束。

②当蠕变变形出现突变情况，应增加测读次数。

8.试样断裂或试验已达规定时间，试验终止。对断裂试样，记录破坏形式、位置及达到破坏的时间。

(五)计算

1.按下式计算各时段的应变：

$$\varepsilon = \Delta L \times 100 / L_R \tag{3-5-9}$$

式中：ε——应变，%；

ΔL——加预拉荷载至测读时间的伸长量，mm；

L_R——初始计量长度与预拉荷载伸长量之和，mm。

2.以应变(%)为纵轴和时间(h)为横轴作图，见图 3-5-5。当采用多级荷载试验时，应标出各条曲线相应的单宽荷载(kN/m)。

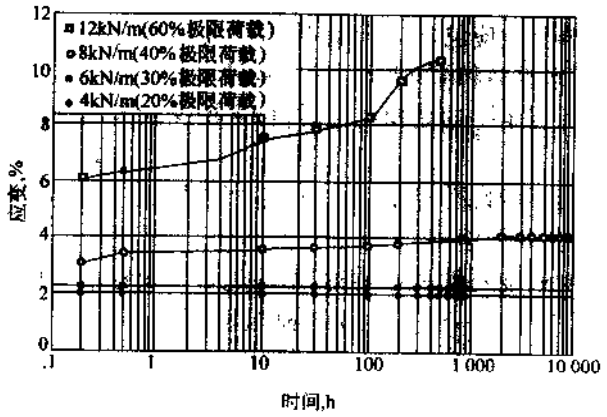


图 3-5-5 蠕变试验曲线

3.对于土工格栅，按下式计算单宽荷载：

$$\alpha = \frac{F}{N_R} N_T \tag{3-5-10}$$

式中：α——单宽荷载，kN/m；

F——施加的荷载，kN；

N_R——试样包含筋的根数，根；

N_T——1m 宽范围内筋的根数，根。

(六)记录

蠕变试验记录格式见表 3-5-5。

蠕变试验记录 表 3-5-5

委托单位		加荷方式		试验日期	
产品名称规格		伸长仪规格		试验者	
试样尺寸(mm)		温度(℃)		计算者	
夹具类型		湿度(%)		校核者	

序号		1	2	3	4
试验荷载	荷载水平(%)				
	等效单宽荷载(kN/m)				
	试样荷载				
预拉荷载(N)					
历时 (h)		伸长量 (mm)			
1/60					
2/60					
6/60					
⋮					
⋮					
说明 包括极限强度,加预拉荷载时间,加全部荷载时间、初始计量长度、预拉荷载伸长量、试样破坏形式部位					

参考文献

1 土工合成材料工程应用手册.北京:中国建筑工程出版社,1994

2 Koerner, R.M.,Designing with Geosynthetics, 1986

3 土工合成材料(GB/T 17630~17642—1998)

4 水运工程土工织物应用技术规程(JTJ/T 239—98)

5 土工合成材料测试规程(SL/T 235—1999)

6 包承纲主编.堤防工程土工合成材料应用手册

7 FHWA, Geotextile Engineering Manual,1987

第四篇　原位测试

第一章 概 论

第一节 概 述

原位测试基本上是在工程场地的原位应力条件下对土体进行测试，其测试结果具有较好的可靠性及代表性。但是，有的原位测试评定土的工程参数是建立在统计的经验基础上，有很强的地区性和土类的局限性。

在进行原位试验时，应配合钻探取样进行室内土工试验，二者相互检验，相互印证，以此建立统计经验公式并有助于缩短勘察周期和提高勘察质量。

在选择原位测试方法时，应根据岩土条件、测试方法的适用性、设计对参数的要求以及该地区对此方法的使用经验等情况加以确定。

回顾岩土工程的发展历史，原位测试技术是岩土工程中的一个重要分支，对岩土工程的发展，起过巨大的推动作用。

第二节 原位测试与室内试验的比较

室内试验的发展历史比较悠久，试验的应力、应变及排水边界条件比较明确，可以控制，因而所测得的物理力学性指标已取得大量的使用经验。但是，天然地层是很复杂的，室内试验依据少量小试样，可能会漏掉对工程成败起重要作用的夹层，因此所得成果代表性较差，不能完全反映土层的真实情况。此外，土样扰动、试验费时费事等缺点，有些土层，譬如砂、卵石等粗粒土，取土非常困难等缺点，促使人们转而注重发展土的原位测试技术。

原位测试最大特点是在原位应力条件下进行试验，不用取样，避免或减轻了对土样的扰动程度，测定土体的范围大，能反映微观、宏观结构对土性的影响，有些测试方法能连续测试能获取土层的完整剖面。其最大的缺欠是，只能测定天然应力状态下的参数，有些测试技术还不能测得加荷、卸荷条件下参数的变化，排水条件也不明确。

综上所述，可以看出原位测试与室内土工试验的优缺点是互补的，它们是相辅相成的。所以，目前国内外总的趋势是以原位测试技术摸清土层分布及各土层特性的变化情况，在此基础上再钻取少量质量优良的土样进行室内试验，为设计提供两套设计指标。在勘察条件困难的条件下或工程项目延伸范围较大时（如铁路、公路、管线工程等），这样的勘察思路更具优越性。

在这里要指出的是，由于两种测试方法的边界条件是不完全相同的，因此即使是测定“同样的”土性指标，也不可能是相等的，只能是相当的，但其在土层内的变化规律应该是一致的。例如，十字板试验所测的十字板强度与室内不排水抗剪强度是相当的，都代表土的天然强度，但是由于扰动程度不同，应力状态不同，因此十字板强度往往会较高；在固结系数方面，由孔压

静力触探测得的固结系数会较室内试验大几倍，甚至1～2个数量级，这是由于受力条件及排水边界的差异而造成的。我们的体会是，摸清两种试验条件的差异，了解土特征参数的影响因素及变化规律，是合理使用原位测试成果的重要前提。在美国，有人主张，当室内与现场原位测试结果有很大差异时，应更多考虑原位测试所揭示出的土特征参数，由此选取适宜的土性指标。挪威在北海兴建海上平台时，就是以孔压静力触探试验为主，摸清土层分布，之后钻取1～2孔原状土样，利用室内试验指标及孔压静力触探的试验指标进行平台的稳定、变形等项设计，并取得良好的效果。

第三节　常用的原位测试方法及其适用性

经几十年的努力，国际上已成功地发展出多种原位测试方法，其中包括：载荷试验（平板载荷试验及螺旋板载荷试验）、静力触探、孔压静力触探、圆锥动力触探、标准贯入试验、十字板剪切试验、旁压试验及波速试验等。

这些测试方法可提供几大类土特性参数，按其成熟的程度，按顺序分述如下：

1.土类的判别及剖面分层

孔压静力触探可较准确的判定土类并提供剖面分层，可分辨薄夹层；静力触探也可判定土类。

2.强度特性参数

(1)十字板剪切试验：适于测定饱和软粘土及一般性粘土的天然强度，但不适用于粉土或细砂土。

(2)载荷试验：可判定粘性土的不排水强度，属半理论半经验的方法。

(3)动力触探、静力触探及孔压静力触探：可由经验关系间接评定强度指标。

3.固结特性

(1)孔压静力触探：可测定水平向固结系数。

(2)自钻旁压试验：可测定固结系数。

4.变形特性

(1)载荷试验：测定承荷板影响范围内的不排水杨氏模量及砂土的杨氏模量。

(2)剪切波速试验：可测定小应变(10^{-5})的剪切模量，仅限于水平层的场地。

(3)自钻旁压试验：可测定土的水平向剪切模量。

5.承载力

载荷试验及旁压试验主要用于测定此项参数。

6.判别液化

标准贯入试验已积累了较多的使用经验，为国内外普遍公认；孔压静力触探试验也可应用。

《岩土工程勘察规范》(GB 50021)，给出原位测试方法的适用范围，见表4-1-1。

表4-1-1表明，对某一项岩土参数，会有几种原位测试方法可供选择。那么，这些测试方法所定的参数是否相同？如不相同，使用者应如何选取？

应该说，有了这些测试方法为我们认识岩土特性提供了一种可能性，而要提高应用测试结果的可靠性，还要靠积累工程实用的经验。只有积累了大量的工程应用经验，才能提高对某项测试结果应用可靠性的认识。

下面列举 Campanella 等人对十字板强度与其他原位测试技术所得强度的比较试验，看看试验结果的差异。

原位测试方法的适用范围 表 4-1-1

测试方法 \ 适用范围	适用土类							岩土参数											
	岩石	碎石土	砂土	粉土	粘性土	填土	软土	鉴别土类	剖面分层	物理状态	强度参数	模量	渗透系数	固结特征	孔隙水压力	侧压力系数	超固结比	承载力	判别液化
平板载荷试验（PLT）	+	++	++	++	++	++	++				+	++					+	++	
螺旋板载荷试验（SPLT）			++	++	++		+				+	++					+	++	
静力触探（CPT）			+	++	++	+	++	+	+	+	++							+	++
孔压静力触探（CPTU）			+	++	++	+	++	++	++	+	++		+	+	+		+	+	++
圆锥动力触探（DPT）		++	++	+	+	+	+		+	+								+	
标准贯入试验（SPT）			++	+	+			++	+	+	+	+						+	++
十字板剪切试验（VST）					++		++				++								
预钻式旁压试验（PMT）	+	+	+	+	++	+					+	++							
自钻式旁压试验（SBPMT）			+	++	++		++	+	+	+	+	++		++	++	++	+	++	+
波速试验（WVT）	+	+	+	+	+	+	+				++								

注：+ + 很适用，+ 适用；

* 尚无试验规程。

Greig、Campanella 及 Robertson 等人在加拿大五个现场进行比较试验，试验包括：十字板试验（FVST）、自钻旁压试验（SBPMT）、扁铲试验（DMT）、螺旋板荷载试验（SPLT）、静力触探（CPT）、孔压静力触探（CPTU）。

几处地层为三角洲沉积的有机质粘土、亚粘土、中等到高灵敏粘土，其塑性指数 $I_p = 15\% \sim 27\%$，灵敏度 $S_t = 5 \sim 17$。

各种方法的不排水抗剪强度与十字板强度的比较，综合列于表 4-1-2。该表明确的说明，对各类粘土找不到一个统一的因素来估计各类试验与十字板强度 C_u 值的关系。究其原因，是由于 C_u 值取决于试验方式、应变速率及破坏面的方向。各类现场试验在土中的剪切方式不同，应变速率不同，得不到相同的结果是预料之中的事。尽管如此，各种方法所得的结果还是相当一致的。

几种现场测定不排水抗剪强度与现场十字板试验的比较　　表 4-1-2

场地	S_t	OCR	现场试验方法				
			DMT	SPLT	PM	CPT	CPTU
Mc Donald 农场	2～7	NC	低 20%～30% 但趋势相似	高 40%～50%	一致	$N_{kt}=9$ 一致	$N_{\Delta u}=6.5$ 一致
Cloverdale <5m	10～27	2～5	稍低	高，且分散	……	$N_{kt}=14$ 高 50%	$N_{\Delta u}=8$ 低 30%
>5m	8～29	1～2	一致	一致	……	一致	一致
Langley 高速公路 <7m	4～10	1～3	高 30%，趋势相似	一致	一致	$N_{kt}=14$ 稍高	$N_{\Delta u}=10$ 一致
>7m	7～11	NC	高 30%，趋势相似	一致	一致	一致	不受砂层影响处一致
232 号路 上街 <7m	2～7	1～10	浅层(<3m)较低 其下高 40%	……	浅层(<3m)较低 其下一致	$N_{kt}=8$ 很一致	$N_{\Delta u}=9$ 重 OC 土，不能应用
>7m	7～19	CN	高 50%，趋势相似	……	一致	稍低	除有砂层之外，一致
232 号路 下街 <5m	7～10	1～10	高 50%，趋势相似	一致	……	$N_{kt}=10$ 很一致	$N_{\Delta u}=9.5$ 重 OC 土，不能应用
>5m	10～19	NC	高 50%，趋势相似	低 10%～20%	……	一致	除有砂层外，一致

第二章　载荷试验

第一节　平板载荷试验

一、概述

平板载荷试验是一项使用最早、应用最广泛的原位试验方法，该试验是在一定尺寸的刚性承压板上分级施加静荷载，观测各级荷载作用下天然地基土随压力和变形的原位试验。它可用于：

1.根据荷载—沉降关系线（p—S 曲线）确定地基土的承载力。

2.计算土的变形模量。

3.估算土的不排水抗剪强度及极限填土高度。

平板载荷试验适用于地表浅层地基，特别适用于各种填土、含碎石的土类。由于试验比较直观、简单，因此多年来应用广泛。在应用时，应对本方法的下述局限性给予充分关注：

1.平板载荷试验的影响深度范围不超过两倍承压板宽度（或直径），故只能了解地表浅层地基土的特性。

2.承压板的尺寸比实际基础小，在刚性板边缘产生塑性区的开展，更易造成地基的破坏，使预估的承载力偏低。载荷板试验是在地表进行的，没有埋置深度所存在的超载，也会降低承载力。

3.应用时应考虑载荷试验的加荷速率较实际工程快得多，对透水性较差的软粘土，其变形状况与实际有较大的差异，由此确定的参数也有大的差异。

4.小尺寸刚性承压板下土中的应力状态板复杂，由此推求的变形模量只能是近似的。

二、平板载荷试验的一般技术要求

1.平板载荷试验的常用设备主要包括四部分：承压板、加荷系统、反力系统及观测系统，可参见图 4-2-1 。

2.一般情况下承压板尺寸多为 2 500～5 000cm^2，最小不得小于 1 000cm^2。对含碎石的土类，承压板宽度应为最大碎石直径的 10～20 倍，对不均匀土层，承压板面积不宜小于5 000cm^2、为确定加固后复合地基的承载力，得用大型载荷试验。南京水利科学研究院曾在宁夏大武口电厂及南通天生港电厂，为检验碎石桩加固效果，测定复合地基承载力，曾做过 3m×3m 大型载荷试验。

3.一般要求荷载施加在半无限空间的表面，即承压板埋设深度为零。如在开挖基坑底部进行试验时，基坑宽度应大于承压板宽度的 3 倍。

4.加荷方式一般分为三种：

（1）慢速法：分级加荷按等荷载增量均衡施加，荷载增量按预估的极限荷载等分为 8～10

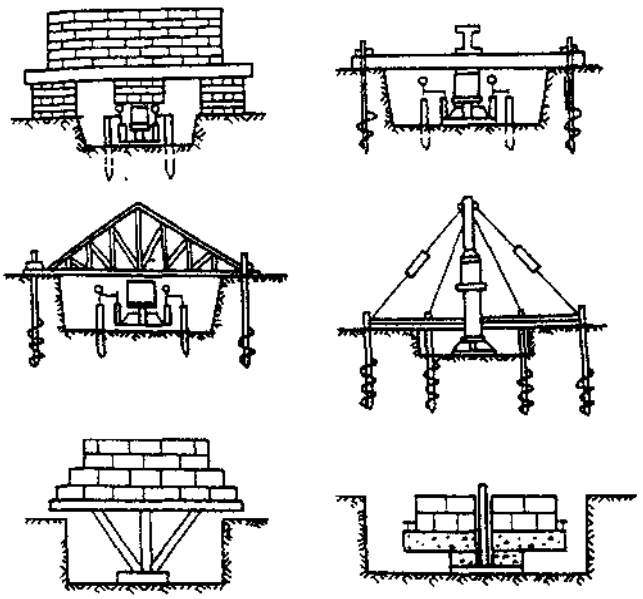


图 4-2-1　几种常用的平板载荷试验设备

级，或为临塑荷载的 1/4～1/5。对每级荷载，自加荷开始按时间间隔 10、10、10、15、15min，以后间隔 30min 观测一次承压板的沉降量，直到在连续 2h 内每小时沉降量不超过 0.1mm，或连续 1h 内每 30min 沉降量不超过 0.05mm，即可施加下一级荷载。

(2)快速法：分级加荷等级与慢速法相同，但每一级荷载按间隔 15min 观测一次沉降。每级荷载维持 2h，即可施加下一级荷载。

(3)等沉降速率法：控制承压板以一定的沉降速率沉降，测读与沉降相应的所施加的荷载，直到试验达破坏状态。

5.试验结束标准：一般认为，当出现下列情况之一时，可认为已达破坏阶段：

(1)在荷载不变条件下，24h 沉降速率几乎不变或加速发展。

(2)板周围出现隆起或破坏性裂缝。

(3)相对沉降量(S/B)超过 0.06～0.08。

三、资料整理

根据现场试验绘制荷载—沉降曲线(p—S 曲线)，见图 4-2-2。典型的 p—S 曲线可分为三段：

1.直线变形阶段：当压力低于临塑压力 p_y(也称比例极限压力)，土体以压缩变形为主，p—S 成直线关系。

2.剪切阶段：当压力超过 p_y 但低于极限压力 p_u，此时压缩变形所占比例逐渐减少，而剪切变形渐增加，p—S 线由直线变为曲线。

3.破坏阶段：当压力大于 p_u、沉降急剧增大。

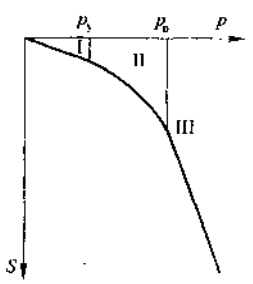


图 4-2-2　典型的 p—S 曲线

资料整理的目的就是要确定 p—S 线的特征点 p_y 及 p_u。当 p—S 线上有明显的直线段时，以直线的终点(第一拐点)为 p_y；当直线段不明显时，可变换坐标，改做 $\lg p$—$\lg S$ 或 p—$\frac{\Delta S}{\Delta p}$ 曲线，以拐点对应的荷载为 p_y。对圆滑型 p—S 线则不存在 p_y 点。当载荷试验加荷至破

坏荷载，则以破坏荷载的前一级荷载为 p_u。

如试验未做到破坏荷载，如图 4-2-3 所示，在 p—S 曲线上的转变点 B_0 到终点 B，未到 p_u 值，可用外插法确定极限荷载 p_u 值，步骤如下：

(1)分别自 B_0 和 B 作平行于 p 轴的平行线，与 S 轴交于 A_0 和 A；

(2)等分 A_0A 线段(等分点不少于 5 点)，得 A_1、A_2…A_5 点，自各点作平行于 p 轴的平行线，与 p—S 线交于 B_1、B_2…B_5 点。

(3)自 B_0、B_1…B 点作平行于 S 轴的平行线，交 p 轴于 C_0、C_1…C 点，从这些斜线上得交点 D_1、D_2…D。

(4)过 D_1、D_2…D 各点连一直线交与 p 轴，该点所对应的压力值，即为极限荷载，见图 4-2-3。

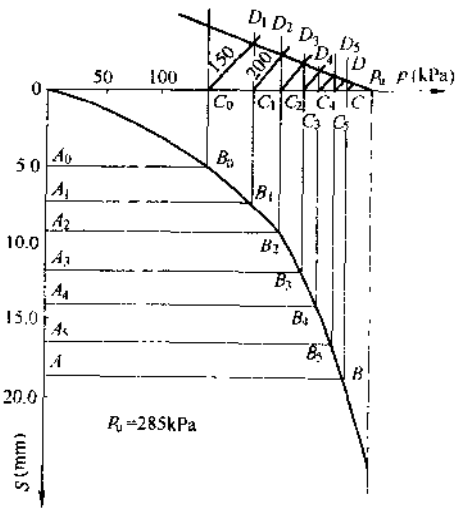


图 4-2-3　外插法确定极限压力

四、成果的应用

1.评定地基土的承载力基本值 f_0，有下述三种方法：

(1)极限荷载法：由 p—S 曲线所得的极限荷载 p_u 除以安全系数，即

$$f_0 = \frac{p_u}{K} \tag{4-2-1}$$

式中：K——安全系数，一般取 2～3。

(2)比例界限法：适用于具有拐点型的 p—S 曲线，一般，直接以比例界限荷载 p_y 为承载力基本值，即

$$f_0 = p_y \tag{4-2-2}$$

(3)相对沉降法：根据沉降量和承压板直径(或边长)的比值(S/D)确定承载力基本值。建筑地基基础设计规范(GBJ 7—89)规定，对承压板面积为 0.25～0.5m² 时，对中压缩性和高压缩性土，取 $S/D=0.02$ 所对应的荷载为承载力基本值；对砂土和低压缩性土，取 $S/D=0.01$～0.015对应的荷载为 f_0。

2.均质厚层地基土的变形模量 E_0，根据弹性半无限体表面受荷原理：

$$E_0 = 10(1-\mu^2)\frac{P}{SD} \tag{4-2-3}$$

式中：E_0——土的变形模量，MPa；

μ——泊松比，对碎石土取 0.25，砂土和轻亚砂土 $\mu=0.30$，亚粘土 $\mu=0.35$，粘土 $\mu=$ 0.42；

P——承压板上直线变形阶段的荷载，kN；

S——与荷载 P 相对应的承压板沉降值，cm；

D——承压板直径，cm。

3.估算地基土的不排水抗剪强度。用快速载荷试验(相当于不排水条件)的极限荷载 p_u，可估算饱和粘性土的不排水抗剪强度 C_u。

$$C_u = \frac{p_u - p_0}{N_c} \tag{4-2-4}$$

式中：p_u——快速荷载试验所得的极限荷载，kPa；

p_0——承压板周边外的超载或土的自重应力，kPa；

N_c——对方形或圆形承压板，当周边无超载时，$N_c=6.15$；当承压板埋深大于或等于4倍板径或边长时，$N_c=9.25$；当承压板埋深小于4倍板径或边长时，N_c由线性内插确定；

C_u——不排水抗剪强度，kPa。

第二节　螺旋板载荷试验

一、概述

平板载荷试验只能确定浅层地基的承载力等问题，而无法解决深基础的工程问题。1973年，挪威Janbu等人研制出螺旋板载荷试验。该试验是一种在不同深度处的原位应力条件下进行的载荷试验，将螺旋形的承压板旋入地面以下预定的试验深度处，用千斤顶通过传力杆对螺旋板施加荷载，由位于螺旋板上端的传感器测定压力，并用百分表观测承压板的位移。其装置如图4-2-4所示。

目前，欧美诸国已将试验成果用于实际工程，在我国也在少数单位得到应用。最大试验深度已达30m。

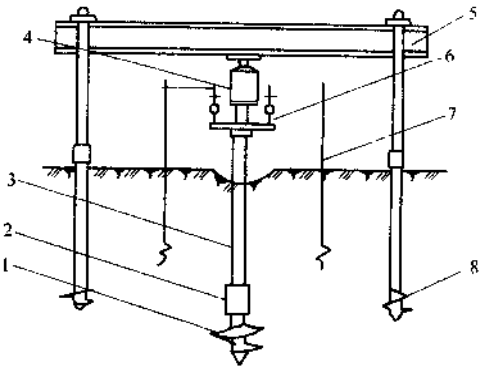


图4-2-4　螺旋板载荷试验装置示意图

1-螺旋承载板；2-测力传感器；3-传力杆；4-油压千斤顶；5-反力钢梁；6-位移计；7-位移固定锚；8-反力地锚

二、技术要求

1. 承压板应有足够刚度，加工准确。一般，板头面积为100、200、500cm^2（相应半径为113、160、252mm）。

2. 为减小螺旋板对土的扰动，应保证：(1)选择适当的轴径($2c$)、板径($2a$)、螺距($2b$)及板厚(t)，使 $c/a=0.125$，$b/a=0.25$，$t/a=0.02$；(2)螺旋板头的旋入进尺与螺距一致；(3)螺旋板与土接触面加工光滑。

3. 加荷方式与平板载荷试验一样，有慢速法、快速法和等沉降速率法（沉降速率可用0.5～2mm/min）。

4. 试验加荷等级、试验结束条件与平板载荷试验相同。

5. 在同一试验孔内，在垂直方向的试验点间距一般应≥1m，可结合土层变化和均匀性布置。

三、资料整理

试验后应绘 p—S 图及 S—$\sqrt{t}$ 图。

与平板载荷试验相比，螺旋板载荷试验除临塑压力 p_y 及极限压力 p_u 之外，还多一个特征值 p_0。p_y 与 p_u 值的物理意义与平板载荷试验相同，p_0 为试验深度处的原位有效自重压力。p—S 典型曲线如图4-2-5所示。

S—$\sqrt{t}$典型曲线如图 4-2-6 所示。由此图可求固结度达 90% 所需时间 t_{90}。方法如下：以 S—$\sqrt{t}$曲线初始直线段与沉降坐标的交点作为理论零点，其延长线交于沉降稳定值的渐近线上，如图 4-2-6 的 x 段，再作与初始直线斜率 1.13 倍的直线，该直线与 S—$\sqrt{t}$曲线的交点所对应的时间为 t_{90}。

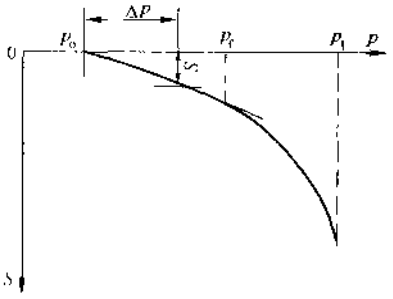


图 4-2-5 p—S 曲线

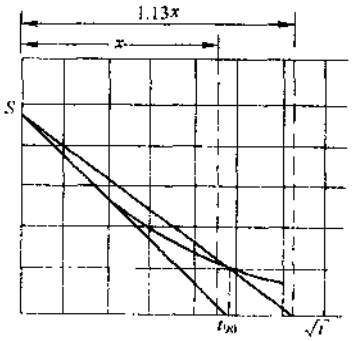


图 4-2-6 S—$\sqrt{t}$曲线

四、成果应用

1.评定地基土的承载力基本值。与平板试验不同之处在于螺旋板的 p—S 线有三个特征点(p_0、p_y、p_u)，p_y 相当于试验深度处的比例界限荷载，此值为承载力基本值 f_0，p_u 相当于试验深度的极限承载力。考虑到 p_y 与 p_u 中已包含有效上覆压力 p_0，故以此 p_y 及 p_u 评定的地基土的承载力时，无需作深度修正。

2.一维压缩模量 E_s。当试验在排水条件下进行时，可按 Janbu 公式推求 E_s。

$$E_s = mp_a\left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-a} \tag{4-2-5}$$

式中：E_s——一维压缩模量，kPa；

p——施加的压力值，取直线段内任一压力值，kPa；

p_a——参考压力，一般取 1 个大气压力 = 100 kPa；

m——模量系数；

a——应力指数，对正常固结饱和粘土，$a=0$；砂土与粉土，$a=0.5$；超固结饱和粘土，$a=1$。

模量系数 m 可用下式求得：

$$m = \frac{\Delta p \cdot d}{p_a \cdot S} \cdot N_s \tag{4-2-6}$$

式中：Δp——承压板上的压力增量，$\Delta p = p - p_0$，kPa；

p_0——原位有效自重压力，kPa；

d——螺旋承压板直径，cm；

S——对应 p 力的承压板沉降量，cm；

N_s——无因次沉降数，与 p_0 及 Δp 有关，由图 4-2-7 查得。

3.土的水平向固结系数。Janbu 及 Senneset 根据一维轴对称径向排水的固结理论，估算径

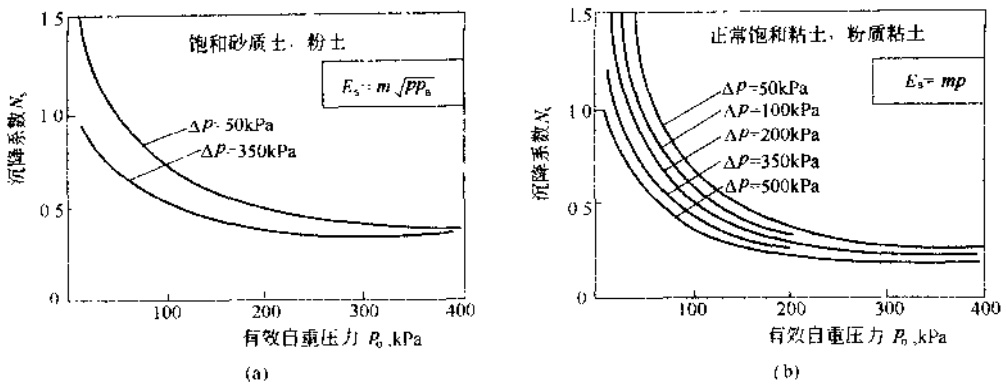


图 4-2-7　沉降系数 N_s 值

向固结系数 C_h。

$$C_h = T_{90}\frac{R^2}{t_{90}} = 0.335\frac{R^2}{t_{90}} \tag{4-2-7}$$

式中：R——螺旋承压板半径，cm；

t_{90}——由 S 曲线由图解法（见图 4-2-6）确定的固结度为 90% 所需的时间，s；

0.335——相应于 90% 固结度的时间因素，$T_{90} = 0.335$。

第三章　静力触探

第一节　概　　述

1934年，荷兰首先研制出静力触探仪，故该方法有时又称为荷兰贯入试验。起初是采用机械式的，使用内外双层探杆，用交替加压的方法分别测定锥尖阻力和外管摩擦力，，由油压表读数测定上述二力。现在已极少使用。当时所用的锥尖，在外形及尺寸方面也是各式各样的。后来，欧洲的标准探头，采用了较统一的规格，圆锥夹角为60°，锥底面积为10cm^2，摩擦套筒的表面积为150cm^2。60年代研制出电测静力触探，锥尖阻力及侧壁摩阻力均采用电量测量。与机械式相比，具有良好的重复性、高精度及连续测读等优点，为后来的数据处理提供了前提条件。

在20世纪80年代初期，在电测静力触探仪上安装孔隙压力传感器，成功的研制出孔压静力触探仪，为提高测读精度、可靠性、了解更多的特征参数提供了可能，使静力触探技术提高到一个新的阶段。几年之后，在西欧、美洲得到迅速的发展，成为主要的原位测试手段之一。在20世纪80年代后期，我国也开始引进、研制该项设备，在少数研究单位及大学进行测试技术的研究，十余年来，在多项工程中加以应用并取得不少进展，我院也进行了较系统的研究工作，并出版了专著加以介绍。

与静力触探相比，孔压静力触探具有以下主要优点：

1.能修正所测定的锥尖阻力及侧壁摩阻力；

2.能改善土类判别及土层柱状图的可靠性，能分辨薄夹层的存在；

3.能估价土的固结特性及地下水的状态。

到目前为止，孔压静力触探试验只适用于饱和土（包括粘性土、粉土及砂土），但对非饱和土、强超压密土、含砾质土不适用。

由于静力触探探头只能测锥尖阻力及侧壁摩阻力，故一般俗称双桥探头，孔压静力触探探头俗称三桥探头。

第二节　主要设备及探头的标定

静力触探试验所用的设备包括：探头、贯入系统、试验数据的采集、存储及处理的设备以及附属设备（探头的标定设备、孔压系统的饱和及标定装置）。

一、探头

通用的标准是：锥底面积10cm^2，锥尖夹角60°，摩擦套筒面积150cm^2；孔压静力触探的孔隙压力透水元件的下表面距锥底面约5mm，透水元件厚3mm。

探头内装锥尖阻力、侧壁摩阻力及孔隙压力传感器，分别测定 q_c、f_s、u 等值。探头的设计

应保证，在工作状态下各传感器相互独立，其相互干扰值应低于自身测试值的0.3%。此外，探头应有良好的防尘、防水性能，并能在－10～50℃环境温度中正常工作。

为提高孔隙压力测量的灵敏性，除要求传感器具有良好的灵敏性之外，要采用小的液体空腔、透水元件有良好的透水性、透水元件的面积与厚度之比应较大、所用的液体应为低粘滞度的硅油。为保持孔压系统的饱和，要求透水元件有高夹气值及低渗透性；但为使孔隙压力有较短的反映时间，又要求透水元件有较高的透水性。为兼顾两者的要求，透水元件的渗透性宜为$(1\sim5)\times10^{-5}$cm/s。

目前，我国所用探头性能参数，见表4-3-1。

我国静力触探探头的主要性能参数 表4-3-1

		锥尖阻力	侧壁摩阻	孔隙压力
满量程	(MPa)	20,30,50	0.5	2.0
非线性及重复性综合误差	(%)	<1	<1	<1
测量系统		应变片式	应变片式	固态压阻式
桥路电阻	(Ω)	350	350	1000
激发电压	(V)	8	8	8
输出	(mV/V)	1.5	1.5	1.5
温度零飘	(%FS/℃)	<0.01	<0.01	<0.01
温度变化	(℃)	－10～50	－10～50	－10～50
直径	(mm)	36.0	36.0	
面积	(cm^2)	10	150	
受压面积	(%)	84	0	100

二、贯入系统

贯入系统包括贯入主机和反力装置两部分。

贯入主机将底端装有探头的探杆一根一根的压入地基中，贯入主机要能维持均衡的贯入速率，以液压式为好。国际上采用统一的贯入速率为2cm/s，要求精度为(2 ± 0.5)cm/s。

反力装置是平衡贯入阻力对贯入装置的反作用，一般用下地锚或用汽车自重。

三、测量仪器

一般的要求是：

1.几个传输信号互不干扰；

2.有效最小分度值小于0.06%FS；

3.预热后，时飘<0.1%FS/h，温飘<0.01%FS/℃；

4.在－10～50℃环境温度中工作正常。

目前多采用专用测读仪进行数据的采集、存储、传输至微机进行分析处理，最后绘出各种曲线。

四、附属设备

探头要进行经常性的标定，为保持孔压系统的饱和，在勘察期，孔压静力触探探头要每天抽气饱和，所以使用单位应配备附属设备。

(一)标定装置

标定的目的是测定仪表读数与荷载之间的关系，即标定系数。应分别对圆锥阻力及侧壁摩阻力进行标定。

标定时应以实际使用的探头，电缆与接收仪器进行标定。只有在确认采用同类型号的仪器及电缆进行互换后所引起标定参数的改变量低于10%，方可调换使用。

标定某项传感器时应同时测定对其他传感器的影响，其影响程度应低于其自身测试值的0.3%。

每次标定的有效使用期应少于3个月，如使用过程中出现异常，应及时标定。

标定工作应在专门装置上进行，见图4-3-1。

(二)孔压系统饱和标定装置

装置包括密封容器、真空泵和压加活塞筒三部分，见图4-3-2。

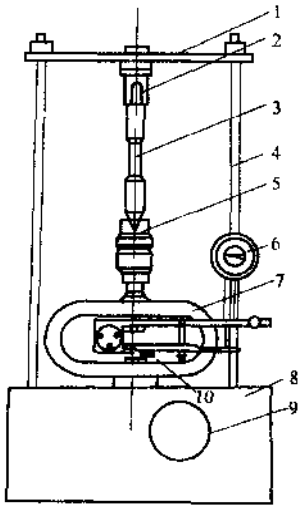


图4-3-1 钢环测力式探头标定装置图
1-活动架上梁；2-顶帽；3-探头；4-活动架；5-底座；6-百分表；7-钢环；8-传动箱；9-手柄；10-顶针

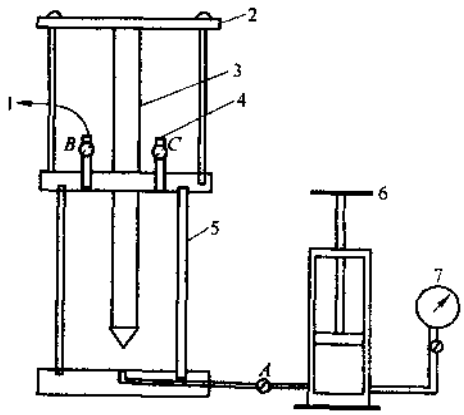


图4-3-2 孔压系统真空饱和与加压装置
1-真空泵；2-顶架；3-探头；4-排气阀；5-压力容器；6-调压活塞；7-压力表；A-加压阀

进行标定时，以调压活塞施加压力；进行饱和时，抽真空(真空度达700mmHg柱)运转10～12h。

此外，为在现场及时更换饱和的透水元件，应事先抽气饱和备用。

(三)标定系数及误差的分析计算

1.标定系数：各传感器的荷载(P)与仪表输出值(x)的关系曲线应是一条通过原点的最佳

直线，见图 4-3-3。按下式计算标定系数：

$$K = \sum_{i=1}^{n}(x_i P_i)/\left[A\sum_{i=1}^{n}(x_i)^2\right] \tag{4-3-1}$$

式中：K——标定系数；

P_i——第 i 级荷载值，kN；

A——探头的工作面积，cm^2

$\bar{x}_i$——第 i 级荷载下，仪表的平均输出值，$\bar{x}_i = (x_i^+ + x_i^-)/2$，其中：

x_i^+——第 i 级荷载加上后，仪表的平均输出值；

x_i^-——卸至第 i 级荷载时，仪表的平均输出值。

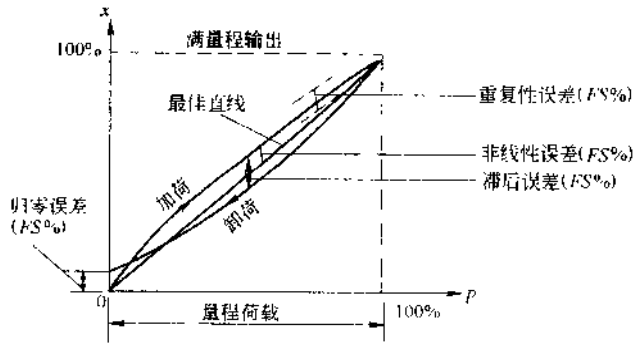


图 4-3-3　探头标定曲线及其误差

2. 检测误差计算：探头的检测误差统一采用极差值，以满量程输出值的百分数表示。见上图。按下列各公式计算探头的各项误差：

非线性误差

$$\delta_l = \frac{|x_i^{\pm} - x_i|_{max}}{FS} \times 100\% \tag{4-3-2}$$

重复性误差

$$\delta_r = \frac{(\Delta x_i^{\pm})_{max}}{FS} \times 100\% \tag{4-3-3}$$

滞后误差

$$\delta_s = \frac{|x_i^+ - x_i^-|_{max}}{FS} \times 100\% \tag{4-3-4}$$

归零误差

$$\delta_0 = \frac{|x_o|}{FS} \times 100\% \tag{4-3-5}$$

式中：$x^{\pm}$——加荷（或卸荷）至第 i 级荷载时仪表的平均输出值；

$\Delta x_i^{\pm}$——重复加荷（或卸荷）至第 i 级荷载时仪表输出值的极差；

x_o——卸荷归零时仪表的平均不归零值；

FS——在额定荷载下仪表的满量程输出值；

其他符号同前。

第三节　现场试验操作

一、一般要求

1. 触探设备的贯入能力及反力装置必须能满足设计深度的要求；

2.应根据场地地层的情况和勘察要求,选择合适的探头,即选择合适的灵敏度分级;

3:为避免对地基的振动,钻孔相距距离不得小于钻孔直径的25倍,或不小于1.0m。

二、准备工作

1.检查探头是否符合规定,按标定记录核对探头的性能参数;

2.探头孔压系统应完全饱和;

3.检查量测仪器的工作完好状态;

4.检查贯入设备,贯入速率能调控并维持为(2 ± 0.5)cm/s的压入速率;

5.主机主座基准面呈水平状态,以保证探头、探杆的垂直度;

6.在地下水位以上部分应预先开孔,注水后再行贯入,以保持探头孔压系统的饱和。

三、操作中的注意事项

1.为获得良好的成果,要求培训具有良好操作技巧的操作者,使孔口操作者与仪器操作者协调一致。

2.贯入速率要始终均匀等速。

3.贯入时应对探头进行归零检查。使用双桥探头时,当其贯入地面下0.5~1.0m后,上提5~10cm,待读数漂移稳定后,此时仪表读数视为零读数,即可正式贯入。在地面下1~6m内,每贯入1~2m提升一次,将仪器调零一次。孔深超过6m后,可根据不归零读数的大小,放宽归零检查的深度间隔。使用三桥探头时,在试验中应连续贯入,不得中间提升探杆,以防止提升时孔底产生的负压破坏孔压系统的饱和。锥尖阻力及侧壁摩阻力的"采零"应在试验终止时进行;孔压的"采零"应在探头提出地面更换透水元件时进行。

4.做孔压消散试验时,当停止贯入时,立即锁定探杆并同时启动测量仪器。在消散过程中,不得碰撞探杆。

第四节 测定的影响因素

一、端部面积不等的修正

如图4-3-4所示,在锥尖后部及摩擦套筒两端的面上作用有水压力。这些水压力会影响锥尖阻力及侧壁摩阻力,实测值不能代表真正的阻力,对锥尖阻力而言,由于面积A_N与A_T不相等,在直径为d与D的面积之差的圆环面积的水压力已上下平衡掉,故我们所测的力比实际底面积(A_T)所受的力要小。在不同的土类中贯入时所产生的孔隙压力有很大的差异,对锥尖阻力的影响程度有很大的不同。对饱和软粘土,孔隙压力很大,而锥尖阻力(q_c)小,故影响程度十分明显。对砂土则影响甚微。对在锥肩处测孔隙压力时,应用下式修正:

$$q_T = q_c + u(1-\alpha) \tag{4-3-6}$$

式中:q_T——校正后的锥尖阻力;

q_c——实测的锥尖阻力;

u——锥肩处测的孔隙压力;

α——净面积比，$\alpha = A_N/A_T$。

对侧壁摩阻力要进行相似的修正，如套筒两端面积相等则勿需修正。

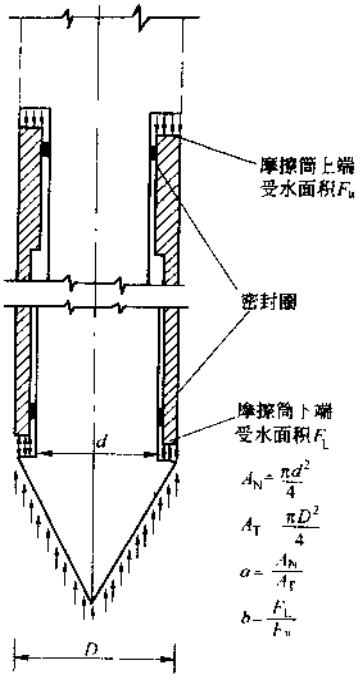


图 4-3-4 端面面积不等的修正

二、孔压传感器的位置及尺寸的影响

Campanella 测得的资料说明，在硬超压密粘土及紧密粉砂中，在锥尖附近孔隙压力有很大的梯度，见图 4-3-5。在正常压密不灵敏粘土及粉土内，在锥面上测的孔隙压力比锥肩后部所测的孔隙压力约大 15%。

目前越来越多的单位采用在锥肩处放置孔隙压力传感器，它具有以下优点：(1)透水元件很少受到损伤；(2)易于饱和；(3)适于做不等面积校正；(4)可能是测量孔压的最佳位置。这是大家共认的标准。

三、贯入速率的影响

贯入速率的影响，一般是由于孔隙压力产生的影响。贯入速率不同，致使贯入阻力及排水状态都不相同。在常用的贯入速率下，贯入速率稍有变化不会对贯入阻力产生太大的影响。Campanella 等人在粘质粉土中研究过贯入速率对触探参数的影响，见图 4-3-6。由图看出，当贯入速率降至 0.2cm/s，仍为不排水状态，当低于此值，总孔隙压力随贯入速率的降低面降低，而锥尖阻力及侧壁摩阻力则增大。

四、温度的影响

探头传感器产生温度变化的原因有：(1)标定时的温度与地温度的差异；(2)测量时应变片通电时间过长，会产生电阻热；(3)贯入过程中与土(特别是砂土)摩擦产生的热。

孔压静力触探所用的传感器大多是电阻应变式，温度的变化会产生电阻值的变化，进面产生零位飘移。

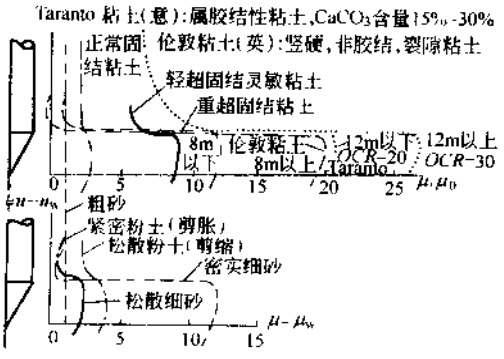


图 4-3-5 CPTU 实测饱和土中不同位置的透水元件在不同的土类中的孔压分布曲线

为此，传感器要有温度补偿，好的温度补偿可将零飘限制在满量程的 0.05%以内；在操作上，可在试验前将探头放在地面下 1m 处放置 30min，使探头与地温平衡，以此做为初始零点。

五、钻孔的偏斜

当探杆发生倾斜弯曲时，量测的结果不能如实反映土层的埋深，使成果的精度降低，甚至得出错误的结论。为防止发生此现象，国外往往装有测斜仪，以此计算出孔斜的影响。对软土地基，如未遇障碍物，可在近百米范围内

也不会出现重大的偏斜。

六、关于测量的正确性

与传感器有关的两个主要误差是：标定误差和零荷载误差。尽管探头经常进行标定，但探头的工作状态发生变化时会使标定的误差发生变化，改变标定误差的主要原因是，土颗粒沿探头接缝处进入探头。因此，探头的防水防尘是非常重要的，经常性的清洗检验可有效的降低其影响程度。

消除零荷载误差的办法是，在试验前、后测定零荷载输出，以此测出零荷载的误差。

此外，有时会测到负的侧壁摩擦力。从受力状态看，贯入时不可能产生负的摩擦力，但是，由于下列的一个或几个原因会造成测量的不正确或产生负值。它们是：

1. 由于温度变化形成负的零荷载截距，这是经常存在的原因；

2. 侧摩套筒受到边载的影响；

3. 土中有高的孔隙压力，摩擦套筒上、下端面积不等；

4. 传感器在小量程时精度不足。

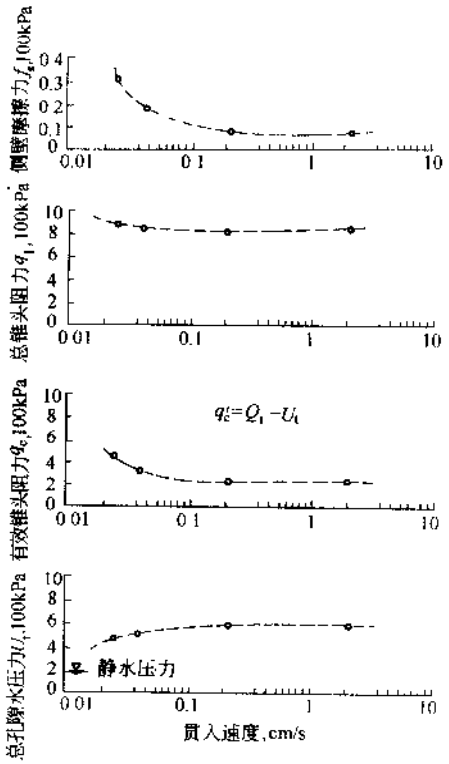


图 4-3-6 静力触探贯入速率对其测试成果影响的关系曲线

一般，在砂土中极少发生负摩擦，在极软粘土内，由于孔隙压力过高而经常发生负值。就其本质而言，不是“负”值，而是“值很小”。所以，一个好的设计、好的操作是能避免产生拟负摩擦力的。

第五节 试验成果的应用

本节将介绍静力触探试验的几个应用方面及其应用实例。

一、土分类的鉴别

(一)分类图的介绍

用双桥探头进行土分类鉴别是应用最广的一个方面，由锥尖阻力 q_c 及摩阻比 $F_R(=\frac{f_s}{q_c}\times 10\%)$ 判定土类是应用已久的方法，见图 4-3-7。近年来，我国铁道部拟订的《静力触探技术规则》(TBJ 37—93)提出以下图进行土分类，见图 4-3-8。

由孔压静力触探进行土类的鉴别效果更好一些，下面着重介绍这方面的进展情况。

在国际上，孔压静力触探的土分类图，都是 20 世纪 80 年代以后提出的，其中 Robertson 及 Campanella 提出的最好，他们采用三个参数，提出 $q_t—B_q$ 及 $f_s—B_q$ 图，见图 4-3-9。他们指出，有时同一种土类在两张图中可能落于不同的土类，此时可利用孔压消散试验的 t_{50} 指标综合判

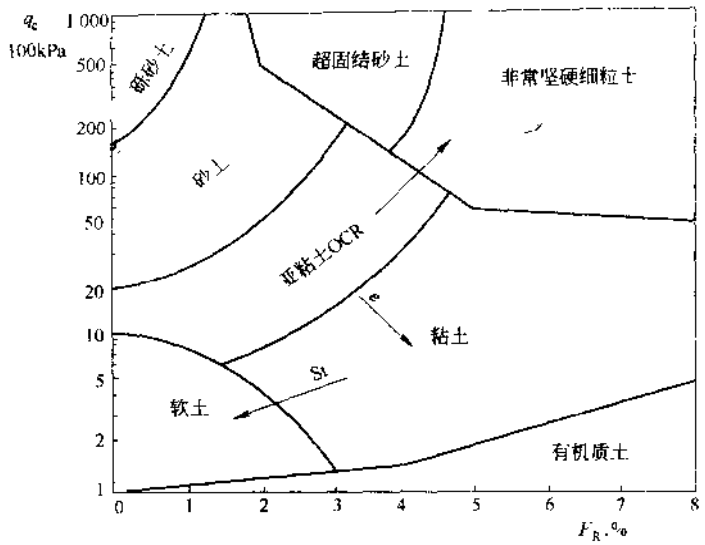


图 4-3-7　土的分类图(双用静力触探法)

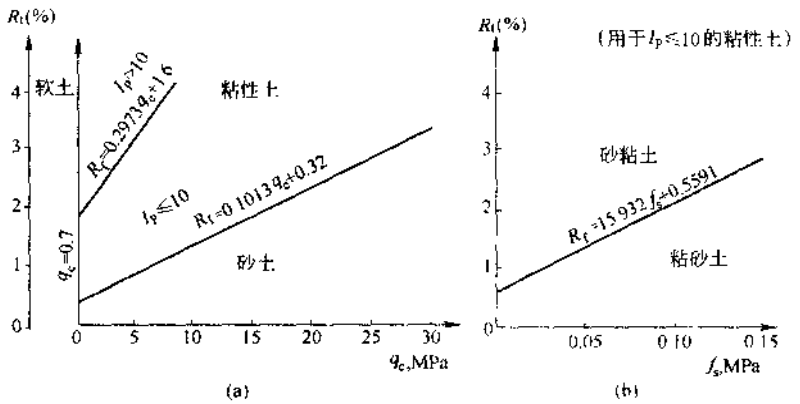


图 4-3-8　双桥探头触探参数划分土类
(a)主判别;(b)辅助判别

断。我们的使用经验表明,此图 80%的资料是正确的。研究中发现,鉴别后不正确的原因,主要是没考虑土层深度对 q_t 的影响。

我们认为不应直接使用 q_t 及 Δu,而应采用无量纲数,即以与深度有关的参数对 q_t 及 Δu 进行归一化处理。为了使所引入的参数也能取自孔压静力触探试验,故引入参考压力 σ_e,其定义为与试验深度相同的水柱的当量压力,即

$$\sigma_e = 10h \qquad (\text{kPa}) \tag{4-3-7}$$

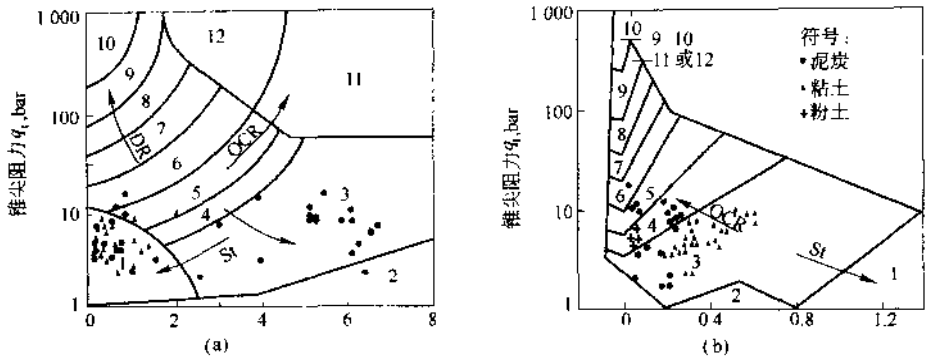
式中:h——试验深度,m。

将 q_t 归一化为 q_t/σ_e。

对超静孔隙压力 Δu,采用孔隙压力比 B_p,其表达式为:

$$B_p = \Delta u/(q_t - \sigma_e) \tag{4-3-8}$$

最终绘 $\lg(q_t/\sigma_e)$—B_p 图,见图 4-3-10。



区域	土特性型
1	灵敏细粒土
2	有机质土
3	粘土
4	粉质粘土至粘土
5	粘质粉土至粉质粘土
6	砂质粉土至粘质粉土
7	粉质砂土至砂质粉土
8	砂土至粉质砂土
9	砂
10	砾质砂至砂土
11	很硬细粒土
12	砂至粘质砂土

图 4-3-9　Robertson 及 Campanella 图
(a)摩阻比,%;(b)孔隙压力比 B_q

(二)分类图的建立及检验

1.分类图的建立

笔者利用几百组荷兰资料,其中包括粘土、泥炭及各种粉质土、砂。这些资料都是由原状取土孔的土层柱状图所明确确认土类定名的,将试验点绘于 $\lg(q_t/\sigma_e)$—B_p 图上,发现三种土类分别落于三个区域,见图 4-3-10。由这张图可建立一个土分类参数划分三个区域。土分类参数 N_h 定义为:

$$N_h = \frac{500B_p}{\lg(q_t/2\sigma_e)} \qquad (4\text{-}3\text{-}9)$$

各土类的区间为:

粘土　　$220 < N_h < \infty$

粉质土　　$3.3 < N_h < 220$

砂　　$0 < N_h < 3.3$

2.分类图的检验

收集了加拿大、美国、英国、挪威、意大利等国的资料,对上图加以检验。所用的资料也是要由原状取土孔明确确定土类定名的。所收集的土类是多种多样的,包括砂土、粉土、粉质粘土及具有不同超固结比的粘土,从高灵敏度的正常固

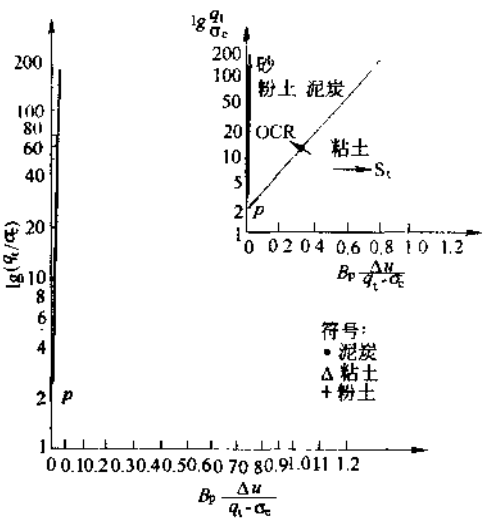


图 4-3-10　荷兰土类确定的新分类图

结的挪威粘土及加拿大粘土到特性各异的美国粘土，其结果绘于图 4-3-11。它说明此分类图适用于其他国家。

(二)分类图的实际应用

在做沪宁高速公路时，在昆山地区曾做过大量孔压静力触探试验，此地区的土层与土的物理力学特性与上海地区是相近的。我们以淤泥质粘土、粉质粘土(或粘质粉土)、砂的试验点，绘得图 4-3-12，所得结果与土层一致。

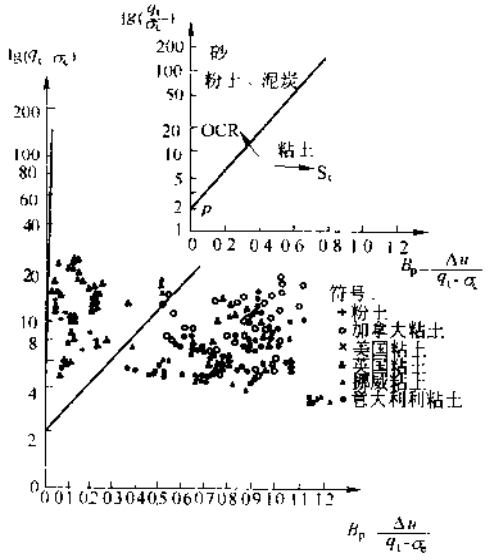


图 4-3-11 以世界各国资料检验新图

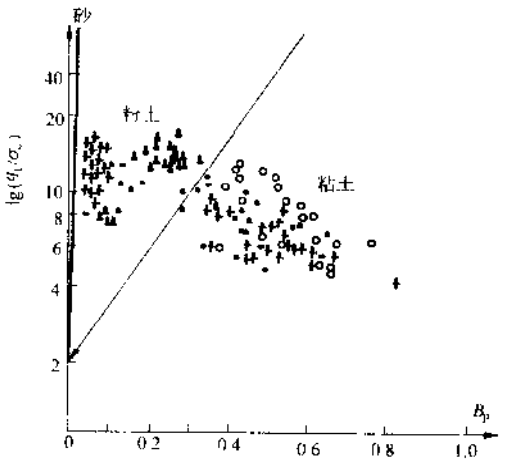


图 4-3-12 以昆山资料检验新图

二、土层柱状图的绘制

下面以几个国内外工程实例检验由 N_h 剖面确定土层柱状图的正确性。所有实例都是原状取土孔的土层柱状图与孔压静力触探试验的结果进行对比。

(一)荷兰的 Maassluis

此处地基自地表向下分别为泥炭土、粉质土、粘土及砂土。由于原状孔与孔压静力触探孔相距稍大，约 5～6m，故土层分界面的标高稍有差异，但其顺序完全一致，见图 4-3-13。

(二)宁波

宁波粘土为深厚的海相与泻湖相沉积的淤泥质粘土，为国内有名的软粘土地层，此土层异常均匀，无夹层。

地基主要有三层：

(1)表层为淤泥质粉质粘土，厚约 4m，有硬夹层，颗粒组成以粉粒为主，含水量约 40%～45%，孔隙比 $e_0>1.2$，压缩系数 $a_v>1.0$。

(2)淤泥质软粘土，厚 8～12m，土质均匀无夹层，以粘粒为主，$\omega>50\%$，$e_0>1.4$，$a_v>1.5$。

(3)粉质粘土，$e_0<1.0$，$a_v>0.5$。此处进行原状取土孔、十字板剪切试验及孔压静力触探试验，三孔相距小于 2m。图 4-3-14 分别绘出土层柱状图、十字板强度 S_u—h、(q_c、u、u_0)—h 及 N_h—h 图。由图中可以看出 N_h 剖面图与土层柱状图完全一致。

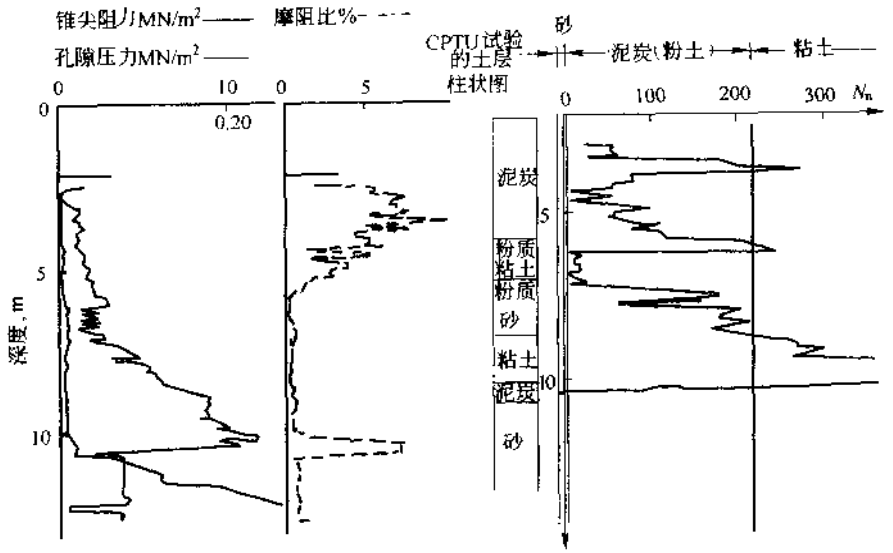


图 4-3-13　荷兰 Maasvlus 的 CPTU 试验

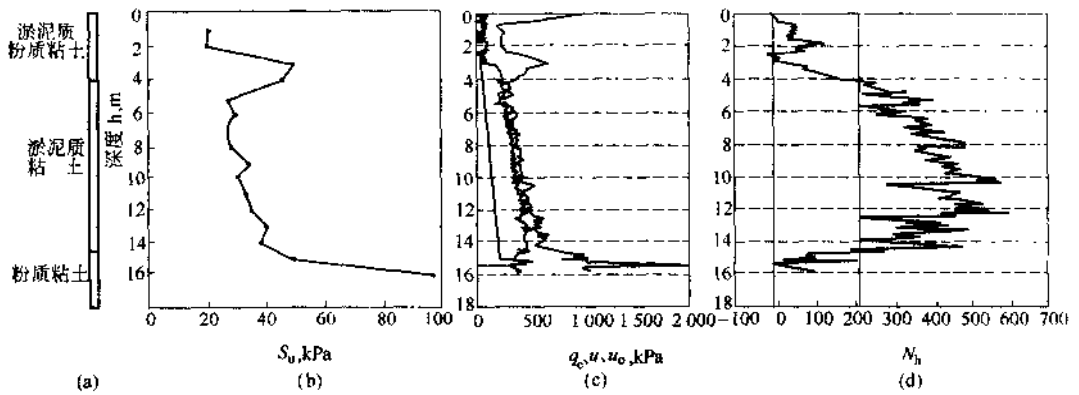


图 4-3-14　宁波实例

(三)南京长江河漫滩地

在南京长江河漫滩地，地表为粉质粘土，20m 以下为含砾质土的砂土层，中间为淤泥质粉质粘土，此淤泥质土层为工程变形的控制土层，只是在地下 7～14m 范围土质较均匀，其上、下含较多的夹层，N_h 剖面图如实的反映出土层状态，但土类仍为淤泥质粉质粘土，印证了勘探的土层柱状图，对确定控制土层厚度起了很大的作用。南京长江岸边实例，见图 4-3-15。

三、测定粘性土不排水抗剪强度

测定粘性土不排水抗剪强度是静力触探的早期成果之一。国内外一般按下式求粘性土的不排水抗剪强度：

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \tag{4-3-10}$$

式中：S_u——粘性土不排水抗剪强度，kPa；

q_c——锥尖阻力，kPa；

σ_{vo}——上覆压力，kPa；

N_k——圆锥系数。

式中的圆锥阻力系数是由静力触探的试验参数（q_c）与不排水抗剪强度建立经验关系加以确定。所以圆锥阻力系数是经验性的并具有较强的地区性。

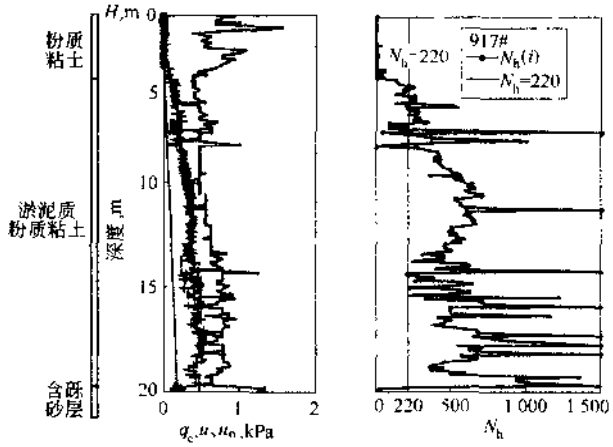


图 4-3-15　南京长江岸边实例

当孔压静力触探研制出来之后，仍延袭同样的思路，Lunne 采用修正后的圆锥阻力 q_t，从而得到新的圆锥系数 N_{kt}，N_{kt}的定义为：

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{S_u} \tag{4-3-11}$$

使用经验表明，N_{kt}参数的变化幅度较 N_k 小些。

有的研究者建立起超静孔隙压力 Δu 与不排水抗剪强度 S_u 的关系，得圆锥系数 $N_{\Delta u}$：

$$N_{\Delta u} = \frac{\Delta u}{S_u} \tag{4-3-12}$$

这一方法的优点是，孔隙压力的测量比锥尖阻力具有更高的灵敏性与正确性，故所得的不排水抗剪强度更正确些。Campanella 在正常压密粘土中比较了十字板强度 S_u 与该地区的 $N_{\Delta u}$ 所预计的 S_u 的相互关系，其数值是相当一致的。笔者在昆山也做了少量的比较试验，其结果也较一致。

如上所述，各种圆锥系数都是地区性的经验系数，其可靠性依赖于资料积累的程度。

四、由孔压消散试验测定水平向固结系数

（一）这是孔压静力触探试验最具特色的性能之一，可以在现场方便的确定水平向固结系数。

孔压消散试验的基本原理是，在圆锥探头停止贯入后，在贯入过程中所产生的超静孔隙压力逐渐消散，由消散过程可推求固结系数。

很多研究者研究圆锥贯入后孔压消散的固结问题，得出各自的理论曲线，现综合绘于 $U—T$ 理论曲线（即固结度—时间因数关系曲线）。为了便于同理论曲线相比较，应对实测的

消散过程线进行归一化处理，绘出 $\bar{U}$—lg$t$ 曲线，$\bar{U}$ 为超静孔隙压力消散水平(%)，其定义为：

$$\bar{U}(\%) = (u_t - u_o)/(u_i - u_o) \tag{4-3-13}$$

式中：u_t、u_i、u_o——某时的、起始的、静止的孔隙水压力值。

计算时，采用将归一化的消散曲线与理论曲线相拟合的方法，由此确定任一消散水平下的实际消散时间 t 和理论曲线的时间因数 T，然后利用下式算出任一消散水平下的固结系数：

$$C_h = R^2 T/t \tag{4-3-14}$$

式中：R——孔压圆锥探头半径，cm；

T——理论曲线的时间因数；

t——与消散水平相对应的实际消散时间，s。

考虑到 Houlsby 及 Teh(1987)的研究成果，以修正的时间因数 T^* 取代原时间因数 T 则理论曲线是唯一的，其定义为：

$$T^* = T/\sqrt{I_r} \tag{4-3-15}$$

式中：I_r——刚度指数($I_r = G/S_u$，G 为剪切模量，S_u 为不排水抗剪强度)，I_r 变化在 50～500 之间；

其他符号见前。

考虑这一因素后，固结系数为：

$$C_h = R^2 T/t\sqrt{I_r} \tag{4-3-16}$$

(二)应用实例

1.宁波

我们曾在宁波的 5 个断面上进行过 50 余组消散试验。淤泥质粉质粘土及淤泥质软粘土的典型消散曲线，见图 4-3-16～图 4-3-19。

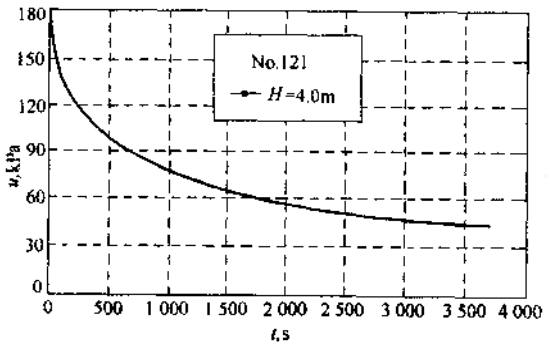


图 4-3-16 宁波淤泥质粉质粘土孔压消散过程线

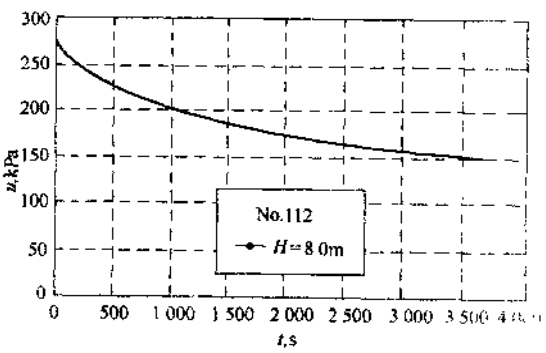
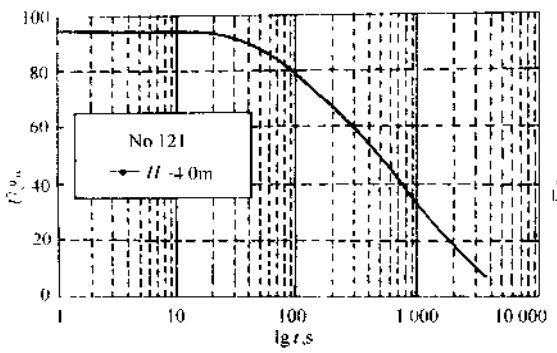


图 4-3-17 宁波淤泥质粘土孔压消散过程线

将 $\bar{U}$—lg$t$ 与理论曲线拟合后即可求得不同消散水平的时间因数 T 及相应的消散时间 t，由公式(4-3-16)即可求得固结系数。将宁波 5 个断面上的孔压消散试验计算的固结系数分别列于表 4-3-2a 及表 4-3-2b。同表中还列出室内试验的 C_v($\times 10^{-3}$cm^2/s)及由现场施工过程中孔隙压力消散过程推求的固结系数 C_h。由表中看出孔压消散试验的 C_h 值较室内的 C_v 大 1～2 个数量级。而室内试验值与现场观测推求值相接近，这或许与土层较均匀有关。



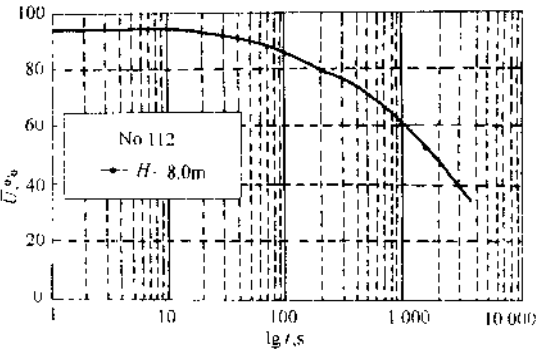


图 4-3-18　宁波淤泥质粉质粘土归一化的孔压消散过程线　　图 4-3-19　宁波淤泥质粘土归一化的孔压消散过程线

表层淤泥质粉质粘土固结系数的几种测定结果　　表 4-3-2a

断　面	1 号	2 号	3 号	4 号	5 号	平均
①CPTU 法	40.5	46.2	—	30.1	30.1	36.95
②室内试验	0.64	0.93	0.42	0.47	0.79	0.65
③现场推求	0.37	0.37	0.98	0.37	0.61	0.54

淤泥质软粘土层固结系数的几种测定结果　　表 4-3-2b

断　面	1 号	2 号	3 号	4 号	5 号	平均
①CPTU 法	12.1	11.7	16.5	16.3	23.2	15.96
②室内试验	0.90	0.45	0.40	0.37	0.57	0.56
③现场推求	0.55	0.52	0.54	0.34	1.06	0.60

2.沪宁高速公路昆山试验段

昆山的淤泥质粘性土层为主要控制土层，土层较厚，但夹有较多的透水夹层。我们在五个断面上对此土层做孔压消散试验计算固结系数，同表中也列出室内试验 C_v 值及现场施工观测推求的 C_h 值，见表 4-3-3。

淤泥质粘性土固结系数的几种测定结果　　表 4-3-3

①	断　面 / 测定方法	1 号	7 号	8 号	9 号	10 号
②	CPTU 孔压消散	1.57	3.2	3.3	3.3	3.0
③	室内试验	0.028	0.33	0.20	0.23	0.22
④	现场孔隙压力消散	0.95	1.12	1.18	1.6	1.3
⑤	②/④	1.65	2.86	1.75	2.1	2.3
⑥	④/③	33.9	3.40	9.4	6.96	4.5

由表中看出孔压消散试验的固结系数的分散程度较小，其值较室内试验的 C_v 值大 1～2 个数量级，孔压消散试验 C_h 值与现场施工监测推求的 C_h 值为同一数量级，仅差 2～3 倍。

五、土液化的判别

Seed 及 Idriss 基于中国的地震资料提出，一些粘性土很易受地震的影响而部分丧失强度，

造成液化。此土类的液性指数接近 1.0,剪切时会产生高的正孔隙压力,故易于液化的土位于 Robertson 图的 *A* 区范围内,见图 4-3-20。

六、应用孔压静力触探参数计算地基沉降量

在软土地基上兴建建筑物,沉降问题很重要。笔者试图利用孔压静力触探的参数摸索沉降分析方法。曾利用本方法对 10 个设计断面进行沉降计算,并以实测沉降量检验。

计算结果的可靠性是令人鼓舞的。现介绍如下:

(一)变形指标测定的基本概念

挪威根据大量的固结及三轴压缩试验成果,提出切线模量的概念,以表达各种土类的变形特性,其定义为:

$$M = \mathrm{d}\sigma/\mathrm{d}\varepsilon$$

式中:$\mathrm{d}\sigma$、$\mathrm{d}\varepsilon$——分别为有效应力增量及相应的应变增量。

M 值反映了土体抵抗变形的能力。此外,挪威使用孔压静力触探试验为时较早,积累了大量的使用经验,根据大量的经验,确定净贯入阻力与切线模量的经验关系式:

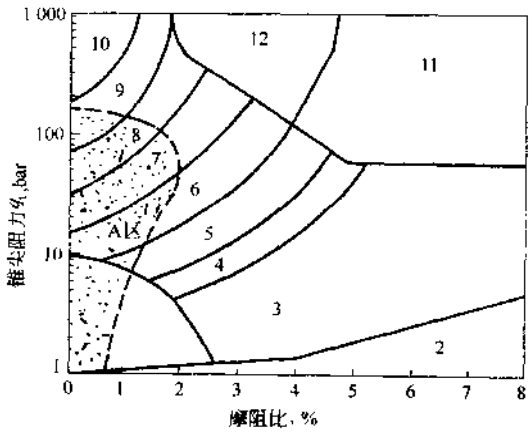


图 4-3-20 在 Robertson 图上易产生液化的区域

$$\left.\begin{array}{ll} \text{对粘土} & M = m_c q_n \\ \text{砂} & M = m_s \sqrt{q_n \sigma_a} \end{array}\right\} \qquad (4\text{-}3\text{-}17)$$

式中:q_n——净贯入阻力,$q_n = q_c - rh$;

σ_a——大气压力;

m_c、m_s——经验系数。

(二)沉降量的计算方法

我们由切线模量的定义出发,当土层应力由有效上覆压力 p_o'增大到 $p_o' + \Delta p$,在土的切线摸量 $M = m(q_c - rh)$的条件下,土层产生垂直应变 $\mathrm{d}\varepsilon$,当土的起始厚度为 $\mathrm{d}h$,其沉降量为:

$$\mathrm{d}s = \mathrm{d}\varepsilon \cdot \mathrm{d}h = \frac{\mathrm{d}p' \cdot \mathrm{d}h}{M} \qquad (4\text{-}3\text{-}18)$$

总沉降量:

$$S = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta p'_i \cdot \Delta h_i}{M_i} = \frac{1}{m} \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta p'_i \cdot \Delta h_i}{(q_c - rh)_i} \qquad (4\text{-}3\text{-}19)$$

式中:$\Delta p_i'$——i 土层承受的附加应力,kPa;

Δh_i——i 土层的厚度,m;

$(q_c - rh)_i$——i 土层的净贯入阻力,kPa;

m——沉降系数。

我们可以利用某工程已知的各土层的 $\Delta P_i'$、Δh_i、$(q_c - rh)_i$值,以及实测的沉降量,反算系数 *m* 值。再利用此 *m* 值计算其他工程的沉降量,进行对比,以检验上述计算方法的可靠性。

(三)应用实例

1.沪宁高速公路试验段

考虑到沿海一带的土层多为具有结构性的正常压密粘土，大量的室内、外试验及现场沉降观测均表示，土的压缩性与外加应力水平有密切关系。在沉降计算中应按应力水平的不同选取不同的设计参数。为此，我们分别选取不同应力水平的断面，算出各自的沉降系数，之后以另外的断面检验。

各断面的净贯入阻力值列于表 4-3-4。

各断面的净贯入阻力值(kPa) 表 4-3-4

断面		低应力水平		高应力水平	
		1 号	3 号	8 号	9 号
土层	粉质粘土硬壳层	396	410	505	520
	淤泥质粉质粘性土	229	240	301	326
	粘质粉土	458	540	600	463

1 号、3 号、8 号、9 号断面实测最终沉降量 S_∞ 分别为 36.0、23.4、120、173cm。利用公式(4-3-18)分别算得低应力水平的 1 号断面的沉降系数及高应力水平 9 号断面的沉降系数，分别为 6.0 及 6.75. 之后，按应力水平相近的原则，分别计算 3 号、8 号的沉降量，见表 4-3-5.

沉降量计算值 表 4-3-5

断面	①	②	③	④
	m 值	计算值 S_∞(cm)	实测值 S_∞(cm)	(③-②)/②，(%)
3 号	6.0	27.5	23.4	17.5
8 号	6.75	112.4	120.0	6.3

由上表看出，计算沉降量与实测值相差在 18%内，可满足设计要求。

2.宁波高速公路

此处土的结构性很弱，所有断面均属高应力水平。5 个断面各土层的净贯入阻力见表 4-3-6。

各断面的净贯入阻力 q_n(kPa)值 表 4-3-6

断面		1 号	2 号	3 号	4 号	5 号
土层	粉质粘土	317	376	376	361	473
	淤泥质粘土	284	284	295	338	547
	粘质粉土	843	984	905	843	905

对高应力水平，选 $m=6.75$ 进行沉降量计算，结果见表 4-3-7。

沉降量计算值与实测值对比结果 表 4-3-7

断面	1 号	2 号	3 号	4 号	5 号
实测最终沉降量 S'_∞(cm)	160.3	126.2	214.2	191.7	189.0
计算沉降量 S_∞(cm)	150.1	128.1	206.9	188.9	163.2
误差 $\frac{S'_\infty - S_\infty}{S'_\infty}$(%)	6.4	-0.15	3.4	1.5	13.7

由表看出，计算与实测沉降量相差很小，表明计算公式及经验沉降系数 m 值是合适的。

总之，以上二实例的代表性土层为国内分布广泛的土层，上述计算结果表明，计算公式有广泛的应用前景。但应用实例嫌太少，还须积累使用经验。

七、单桩容许承载力计算

使用静力触探确定桩基承载力是静力触探试验的最早的应用成果。国内在应用双桥试验已积累较多的经验，本处着重予以介绍，在孔压静力触探方面目前国内还缺乏使用经验，当读者有机会使用时可参考挪威的有关文章。

对打入混凝土预制桩的容许承载力，铁道部静力触探技术规则 TBJ37—93 的计算公式中考虑了桩底以下土层的影响，已有多年的使用经验，计算公式如下：

$$[P] = \frac{1}{K}\left(u \cdot \sum_{i=1}^{n} d_i \cdot \beta_i \cdot \bar{f}_{si} + \alpha \cdot A \cdot \bar{q}_{cp}\right) \tag{4-3-20}$$

式中：$[P]$——单桩容许承载力，kN；

K——安全系数，一般取 K = 2；

u——桩的周长，m；

n——桩身穿过的土层数；

d_i——第 i 层土的厚度，m；

A——桩的横截面积，m^2；

$\bar{f}_{si}$——第 i 层土的平均触探侧摩阻力，kPa，当 $\bar{f}_{si} < 5kPa$ 时，取 $\bar{f}_{si} = 5kPa$；

$\bar{q}_{cp}$——设桩底（不包括桩靴）高程以上及以下各 4ϕ（ϕ 为桩径或边长）范围内平均触探端阻分别为 $\bar{q}_{cp}^{t}$ 及 $\bar{q}_{cp}^{d}$，若 $\bar{q}_{cp}^{t} \leqslant \bar{q}_{cp}^{b}$，取 $\bar{q}_{cp} = (\bar{q}_{cp}^{t} + \bar{q}_{cp}^{b})/2$；反之则取 $\bar{q}_{cp} = \bar{q}_{cp}^{b}$，kPa；

β_i、α——分别为第 i 层土的侧摩阻力和桩尖土的端承阻力综合修正系数，根据该层土的类型，可按式(4-3-21)式(4-3-24)计算。

(1)当土层 $\bar{q}_c > 2\,000kPa$（$\bar{q}_c$ 为桩侧土的平均触探端阻）且 $\bar{f}_s/\bar{q}_c \leqslant 0.014$ 时，

$$\beta = 5.067(\bar{f}_s)^{-0.45} \tag{4-3-21}$$

如 $\bar{q}_c$ 及 $\bar{f}_s/\bar{q}_c$ 不同时满足上述条件，则

$$\beta = 10.045(\bar{f}_s)^{-0.55} \tag{4-3-22}$$

(2)当 $\bar{q}_{cp}^{b} > 2\,000kPa$，且 $\bar{f}_s^{b}/\bar{q}_{cp}^{b} \leqslant 0.014$（$\bar{f}_s^{b}$ 为与 $\bar{q}_{cp}^{b}$ 值相对应的桩尖以下持力层土的平均触探侧摩阻力）时

$$\alpha = 3.975(\bar{q}_c)^{-0.25} \tag{4-3-23}$$

如 $\bar{q}_{cp}^{b}$ 及 $\bar{f}_s^{b}/\bar{q}_{cp}^{b}$ 不同时满足上述条件，则

$$\alpha = 12.064(\bar{q}_c)^{-0.35} \tag{4-3-24}$$

第四章　十字板剪切试验

第一节　概　　述

十字板剪切试验是原位测试技术中一种发展较早、技术比较成熟的方法。试验时将十字板头插入土中，以规定的旋转速率对测头施加扭力，直到将土剪损，测出十字板旋转时所形成的圆柱体表面处土的抵抗扭矩，从而可算出土对十字板的不排水抗剪强度。一般用于测定饱和软粘土不排水抗剪强度，其 $\varphi=0$。此项测试方法有很多优点：(1)可避免取土扰动的影响；(2)所测得的强度能较好的反映土的天然强度；(3)设备简单、操作方便。

此项技术最先由瑞典在 1919 年提出来，到 40 年代取得巨大进展。在回顾其工程实际应用方面的成就时，就不能不提英国 Skempton 等人结合 $\varphi=0$ 原理($\varphi=0$ theory)概念的建立及应用所做的工作。此后，在世界范围内获得广泛的应用。

在我国，50 年代初南京水利科学研究院引进这项技术，并在沿海诸省及多条河流的冲积平原软粘土地区，结合多项工程项目及现场破坏试验的研究，摸索十字板剪切试验技术及试验指标的应用经验，历时十余年的工作奠定了在我国的应用基础。此后，我国很多单位在设备的改进及应用试验方面做了大量的工作。电测十字板的研制与推广，使此方法更快速、可靠

第二节　十字板剪切试验设备

按其测量方式 可分为二类：开口钢环式及电测式。

一、开口钢环式十字板剪切仪

此仪器是以蜗轮旋转已插入土中的十字板头，借开口钢环测出抵抗力矩，计算土的抗剪强度。设备如图 4-4-1 所示。由于十字板头上部尚有探杆插入土中，而测力装置在地面以上，所以在设备的设计及操作方法等方面要想法消除探杆与土之间的摩擦力。大致曾用过四种探头，见图 4-4-2。

1. 无防护的十字板头插入套管以下的土中，试验后再插入光杆(下部无十字板头)重复上述试验，以减除光杆部分的摩擦力，见图 4-4-2(a)。

2. 有防护的探杆及无防护的十字板头，见图 4-4-2(b)。

3. 无防护的探杆及十字板头，探杆上装有消除探杆摩擦的装置，见图 4-4-2(c)。

4. 有防护的十字板头及探杆，见图 4-4-2(d)。

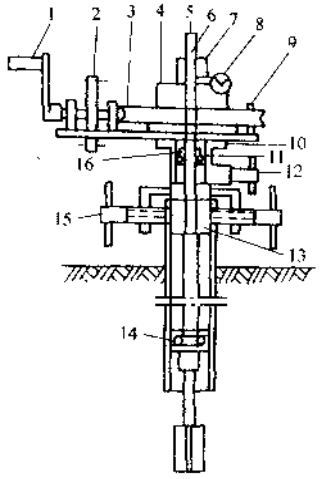


图 4-4-1　钢环式十字板剪切仪示意图
1-手柄；2-齿轮；3-蜗轮；4-开口钢环；5-导杆；6-特制链；7-固定支；8-量表；9-支座；10-压圈；11-平衡弹子盘；12-锁紧轴；13-底座；14-导轮；15-制紧轴；16-固定套

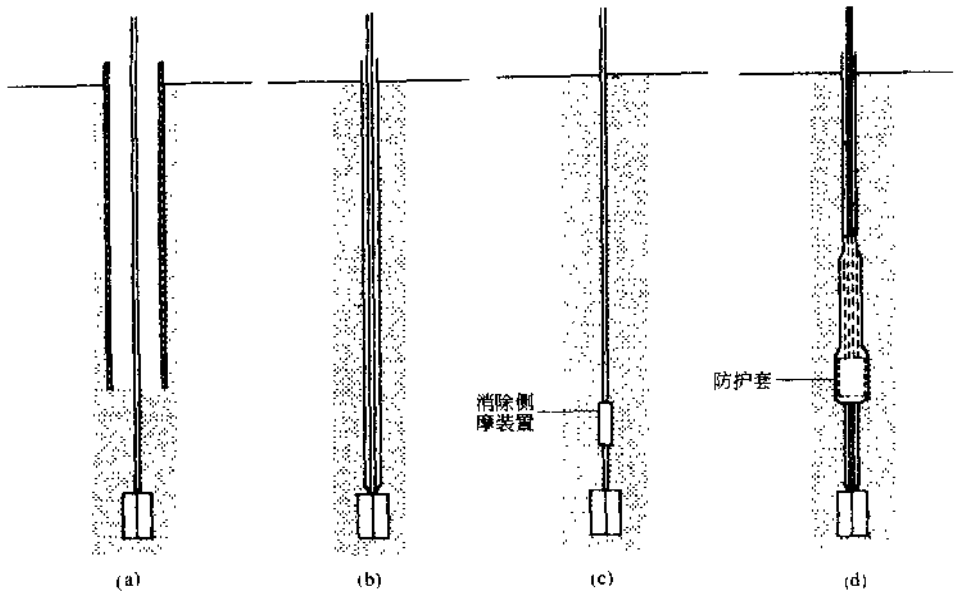


图 4-4-2　四种消除探杆与土摩擦的装置
(a)无防护的十字板头插入钻孔;(b)十字板无防护,探杆有防护;
(c)十字板及探杆无防护,有探杆侧摩擦消除装置;(d)十字板及探杆有防护

国内,钢环式十字板头还采用离合器以测出轴杆的摩阻力并在总扭矩中予以扣除。离合器有牙嵌式及离合式两种,如图 4-4-3 所示。

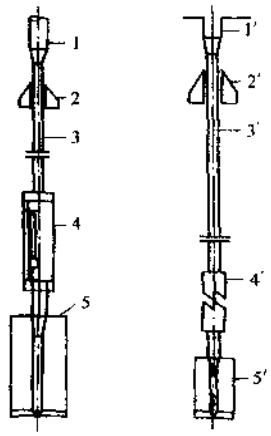


图 4-4-3　钢环式十字板装配示意
1、1'-探杆;2、2'-导轮;3、3'-轴杆;4-牙嵌式离合器;4'-离合式离合器;5、5'-十字板头

二、电测式十字板剪切仪

该仪器与钢环式的主要区别在于,其测力设备不用钢环,而是在十字板头上方连接贴有电阻应变片的受扭力柱的传感器。在地面上用电子仪器直接测十字板头的剪切扭力,可不必进行探杆及轴杆的摩擦校正。因此,电测式十字板剪切仪操作简单、试验成果比较稳定,因而应用广泛。

第三节　试验的技术要求

1.为保证十字板头旋转时不发生摆动，试验所用探杆必须平直，前 5m 的探杆要求更高些。对钢环式十字板试验，探杆上应装导轮，在上、下部各装一导轮，试验深度较大时，导轮间距不宜大于 10m。

2.十字板头的尺寸：常用的十字板为矩形，高径比（H/D）为 2。常用的尺寸，见表 4-4-1

十字板头的规格　　表 4-4-1

型号	板高 H (mm)	板宽 D (mm)	板厚 t (mm)	刃角 α (°)	轴杆		高宽比 H/D	厚宽比 t/D	面积比 Ar (%)
					直径 d (°)	长度 s (mm)			
I	100	50	2	60	13	50	2	0.04	≤14
II	150	75	3	60	16	50	2	0.04	≤13

注：对于淤泥，宜使用 II 型板头进行试验。

板厚与材质要保证十字头有足够刚度，旋转时不变形，十字板表面粗糙度不大于 0.6μm。

3.在钻孔十字板剪切试验时，为保证试验在不扰动土中进行，十字板头插入深度应大于孔径的 5 倍。一般，试验间距应不小于 0.75～1.0m。

4.十字板插入土中静置 5min 开始扭剪。因为插入时在十字板头四周产生超孔隙压力，静置时间过长，孔隙压力消散会使有效应力增长，使不排水抗剪强度增大。

5.扭剪速率应力求均匀。剪切速率过慢，由于排水导致强度增长；剪切速率过快，对软粘土由于粘滞效应也使强度增长。一般，剪切速率为 1°/10s，当扭矩出现峰值或稳定值后，要继续测读 1min，以便确认峰值或稳定值。试验时应由技术熟练的人员操作旋转手柄，以保证试验质量。

6.在测出峰值后，顺时针快速连续转动 6 圈，使十字板头周围土体充分扰动，然后测重塑土的强度。

7.扭力传感器应定期标定，一般应三个月标定一次，如使用过程中出现异常，也应重新标定。标定时所用的传感器、导线和测量仪器应与试验时相同。

第四节　试验原理

在分析计算时，假定土为各向同性的，即水平面与垂直向不排水抗剪强度相同，在十字板头扭转时，在土体中形成一个直径为 D、高度为 H 的圆柱剪切破坏面，其不排水抗剪强度由最大扭矩 M 按下式计算：

$$C_u = \frac{2M}{\pi D^3\left(\frac{H}{D} + \frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{xM}{\pi D^3} \tag{4-4-1}$$

式中：α——与圆柱顶底面剪应力的分布有关的系数，见表 4-4-2。

$$x = 2/\left(\frac{H}{D} + \frac{\alpha}{2}\right)$$

与圆柱顶底面剪应力的分布有关的系数　　表 4-4-2

圆柱顶底面剪应力的分布	均　匀	抛物线	三角形
α	2/3	3/5	1/2
x	6/7 = 0.857	20/23 = 0.869	8/9 = 0.889

注：$H/D = 2$。

一般，假定剪应力呈均匀分布，即

$$x = 0.857$$

第五节　影响因素及实际应用的综合考虑

在十字板剪切试验方法及成果计算公式的推导中做了一些人为的假定。实际上影响十字板剪切试验的因素很多，各项因素对不排水抗剪强度的影响，可归结为表 4-4-3。

十字板剪切试验的影响因素　　表 4-4-3

因　素	影　响
(1)十字板厚度	-(10~25)%
(2)十字板插入对土的扰动	-(15~25)%
(3)插入后间歇时间长于标准	+(10~20)%
(4)土的各向异性比各向同性	+(5~10)%
(5)应变软化	+10%
(6)剪切面剪应力的非均匀分布	+(6~9)%
(7)破坏圆柱直径大于十字板直径	+5%
(8)扭转速率：对 $I_P < 19$ 的土	±(5~20)%
对 $I_p \approx 40 \sim 90$ 的土	±(30~40)%

下面分别介绍几项主要的影响因素：

一、十字板头的旋转速率

旋转速率对测试结果影响很大，对高塑性粘土（$I_p = 40\% \sim 30\%$），剪切速率越大抗剪强度越大，增长的很快；对低塑性粘土（$I_p < 20\%$，中国粘土属于此类）变化幅度不大，见图 4-4-4 及图 4-4-5。目前，国内外大多采用 1°/10s 的旋转速率。对国内软粘土而言，此时基本属于不排水状态。

二、十字板头的规格

十字板头的规格是指十字板的高度 H、径宽 D、板厚及轴杆直径。这些尺寸对总扭矩测值、对周围土体扰动程度有直接影响。目前，国内外已有较统一的规格。$H/D = 2$，板厚 = 2~3mm、十字板的面积比≈12%~13%。此外，十字板及轴杆都采用高强度钢，以保证十字板头具有足够的刚度。

三、土的各向异性

所谓土的各向异性是指抗剪强度在土体空间的变化规律。产生各向异性的原因在于土的成层性和土中应力状态的不同。前面所讲的圆柱剪切面的标准试验计算公式，是在均匀等向

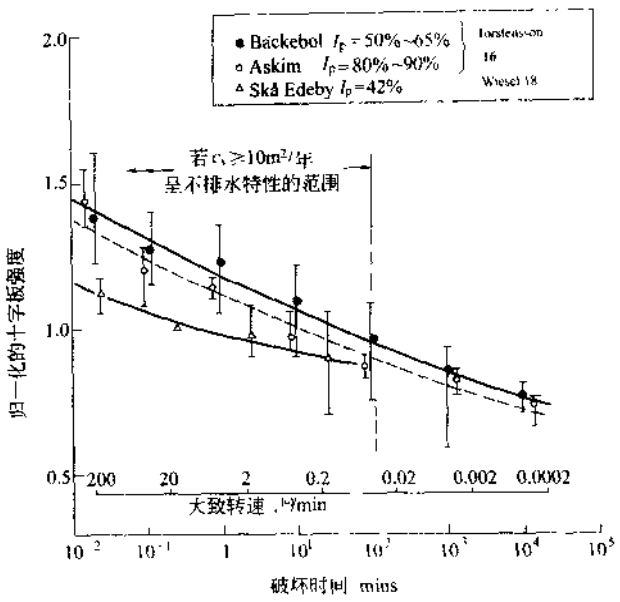


图 4-4-4 高 I_p 粘土，转速对现场十字板强度的影响

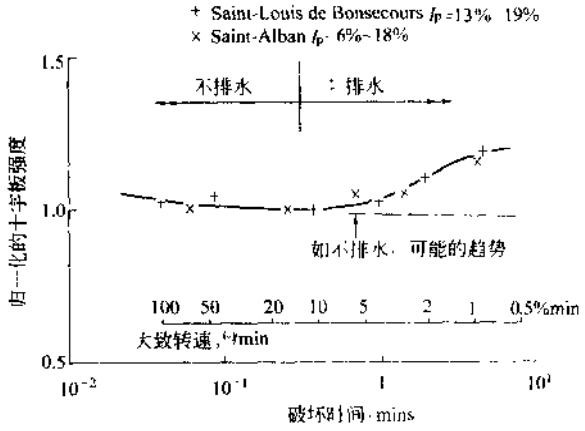


图 4-4-5 低 I_p 粘土，转速对现场十字板强度的影响

的前提下推导出来的，对各向异性的影响应如何考虑，曾有不少学者进行过研究，其中最具代表性的测试技术为英国发展的钻石型十字板头(或称三角形十字板)，见图 4-4-6。使用时，可求出不同方向上土的抗剪强度：

$$C_\beta = \frac{M}{\frac{4}{3}\pi L^3 \cos^2\beta} \qquad (4\text{-}4\text{-}2)$$

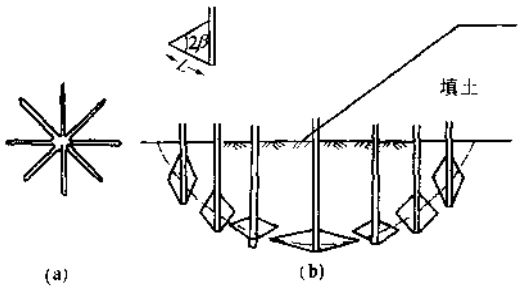


图 4-4-6 钻石型十字板

式中：C_β——与水平面成 β 角斜面上的抗剪强度，kPa；

L——三角形边长，cm；

β——三角形板头的三角形边与水平面夹角。

四、插入土层的扰动影响

十字板厚度愈大、轴杆愈粗，则插入土中引起的扰动愈大。一般用十字板的面积比 R_A 来衡量这种扰动的大小：

$$R_A = A_v / A_c \tag{4-4-3}$$

式中：A_v——十字板头（包括轴杆）的横截面积；

A_c——受剪土圆柱体的横截面积。

所以在实用上，总是在不影响十字板的刚度和强度的前提下，尽可能使 R_A 取较小值。

五、逐渐破损的影响

当十字板在土中旋转时，不但板头上下两端面上应力和位移不均匀，而且圆柱体侧向剪应力和剪应变也不均匀。所以，在剪切面上各点土的峰值强度不可能在同一转角时发挥出来，会在翼板外缘前方先产生应力集中出现局部破坏，随着扭矩增大，剪损面逐渐向前方扩展，最终在整个圆柱体侧面形成完整的圆柱形剪损面。因此，试验所得的扭矩峰值并不能反映土的真正峰值强度，仅仅是一种平均抗剪强度。

总之，影响十字板剪切试验的因素很多，所有这些因素的影响程度都与土类、土的塑性指数和灵敏度有密切关系。所以，尽量采用标准化的设备、统一的操作方法，使一些影响因素能加以控制，对另一些无法控制的因素，则从实用角度出发，以实际破坏工程的反算结果与十字板试验的计算结果进行对比的方法综合加以考虑。按其解决问题的表达形式可人为的分为两种：

（一）强度的修正

Bjerrum 依据软基上筑堤的破坏实例，绘出理论的破坏安全系数与地基土的塑性指数的关系，如图 4-4-7 所示。他进一步分析比较实测的十字板强度与实际破坏工程反算的平均强度，从而提出综合的修正系数 μ，以修正后的十字板不排水抗剪强度作为设计值，即

$$C_u(\text{设计值}) = \mu \cdot S_u(\text{实测值}) \tag{4-4-4}$$

式中：C_u——设计采用的不排水抗剪强度；

S_u——十字板试验的实测强度；

μ——修正系数，随土的塑性指数而变。

绘出 μ—I_p 关系图，见图 4-4-8。由图看出，I_p 越低，μ 值越高。其后，一些研究结果进一步验证 Bjerrum 公式的合理性，见图上的补充资料。

要特别指出的是，绝大多数的中国软粘土属低塑性粘土，塑性指数均低于 20%（极个别的土类塑性指数也很少超过 25%），在此图中 $\mu = 1.0$。为安全计，在《铁路工程地基土十字板剪切试验规程》（TB 10051—97）中建议采用 $\mu = 0.9$，是合理的。

（二）安全系数选值的修正

对饱和软粘土地基施工期的稳定问题，采用 $\varphi = 0$ 分析方法，其抗剪强度应选天然强度，

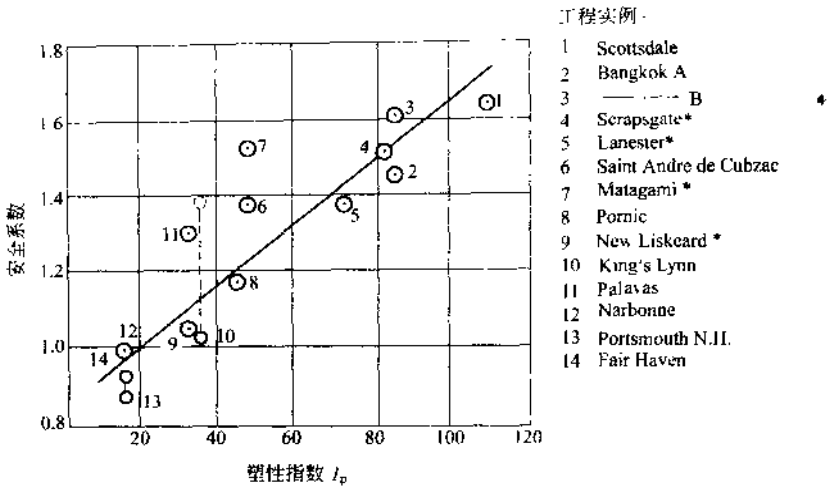


图 4-4-7 软基上筑堤的理论破坏安全系数与地基土塑性指数的关系线

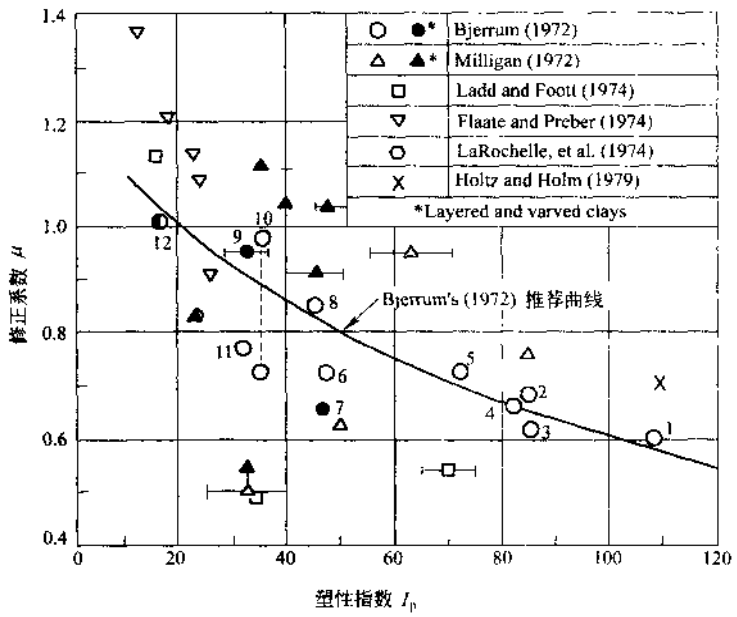


图 4-4-8 修正系数与 I_p 的关系曲线

可选十字板强度、无侧限抗压强度或三轴不固结不排水强度。在 20 世纪 50～60 年代，国内外都以破坏工程实例总结使用十字板强度的经验。

1. 1950 年，瑞典的 Cadling 和 Odenstad 根据 11 处滑坡工程，以十字板强度计算安全系数，其平均值为 1.03。设计时应选取更高的安全系数。

2. 南京水利科学研究院在 20 世纪 50～60 年代曾积累破坏工程实例，有些是破坏试验，在试验前测十字板强度，之后分级加荷直到破坏，以 $\varphi=0$ 分析法计算安全系数；有些是处于临界状态的工程（即土坡多处裂缝，或局部塌坍的工程），以十字板强度计算安全系数，列表 4-4-4。

以十字板强度计算的安全系数　　表 4-4-4

工程名称		工程状态	
		失稳	临界
1.浙江宁波余姚江岸坡滑动	24 号	0.94	
	27 号	0.86	
	25 号		1.24
2.宁波铁路路堤		1.07	
3.浙江温岭东海塘			0.97
4.浙江舟山大成塘海堤试验段	内坡	1.10	
	外坡		1.25
5.浙江舟山小安塘海堤		1.15	
		1.10	
6.福建莆田北洋海堤试验段	东段	1.14	
	中段	1.04	
	西段	1.09	
7.福建莆田东山海堤		1.03	
8.浙江宁波英雄水库土坝	上游		1.09
	下游		1.12

根据多年的经验，一般我们对以十字板强度，总应力分析方法进行稳定分析时，采用稳定安全系数为 1.30 左右。广东文冲船厂修船码头原设计要采用 1:5 的边坡方可保稳定，但后面已有车间，平面布置上有困难。经我们研究，最后采用 1:3.0 的边坡，安全系数为 1.31。该设计方案被采纳，施工后，岸坡保持稳定。又如，上海立丰船厂修船码头也有类似情况，码头后方场地受限制，如岸坡加固又会使造价增加过大。经我们研究，采用天然岸坡，以十字板强度进行稳定分析，控制安全系数为 1.30。施工后，取得成功。

3.交通部港口工程规范：1978 年版本规定，当采用快剪指标选 $K=1.0\sim1.2$，采用十字板强度选 $K=1.1\sim1.3$。JTJ 250—98 版，笼统提 $K=1.1\sim1.3$，仍意味着对不同强度选不同的 K 值。

第六节　成果应用

一、粘土天然强度的确定

十字板剪切试验主要用途就是确定天然不排水抗剪强度。该法主要适用于饱和软粘土、对砂性土或粉性土要慎重使用，对含有夹层的地基应剔除偏大的数值，之后分层取平均值。

十字板试验的最大优点是强度值比较稳定，数值的可靠性较大。

十字板强度与常规的室内不排水强度以及其他现场测试技术所确定的抗剪强度值倒底有多大差别一直是岩土工程师非常关注的问题。多年来，国内外曾做过大量的工作，本节将简要的予以介绍。

1.南京水利科学研究院对饱和软粘土所做的比较试验

在20世纪50～60年代，国内外多以无侧限抗压强度测定饱和软粘土的天然强度（$C_u=\frac{1}{2}q_u$），我们曾在东南沿海一带做过大量的比较试验，以摸索十字板强度与无侧限抗压强度及三轴不排水强度的差异。所用的试样都是以薄壁取土器钻取的高质量的未扰动土样。所有土样的塑性指数 $I_p=15\sim24$，粘粒（$d<0.005$mm）含量为9%～50%。由54个土样整理得 $q_u/2$—C_u 关系线，如图4-4-9所示，二指标关系用下式表示：

$$q_u/2 = C_u - 0.03 \tag{4-4-5}$$

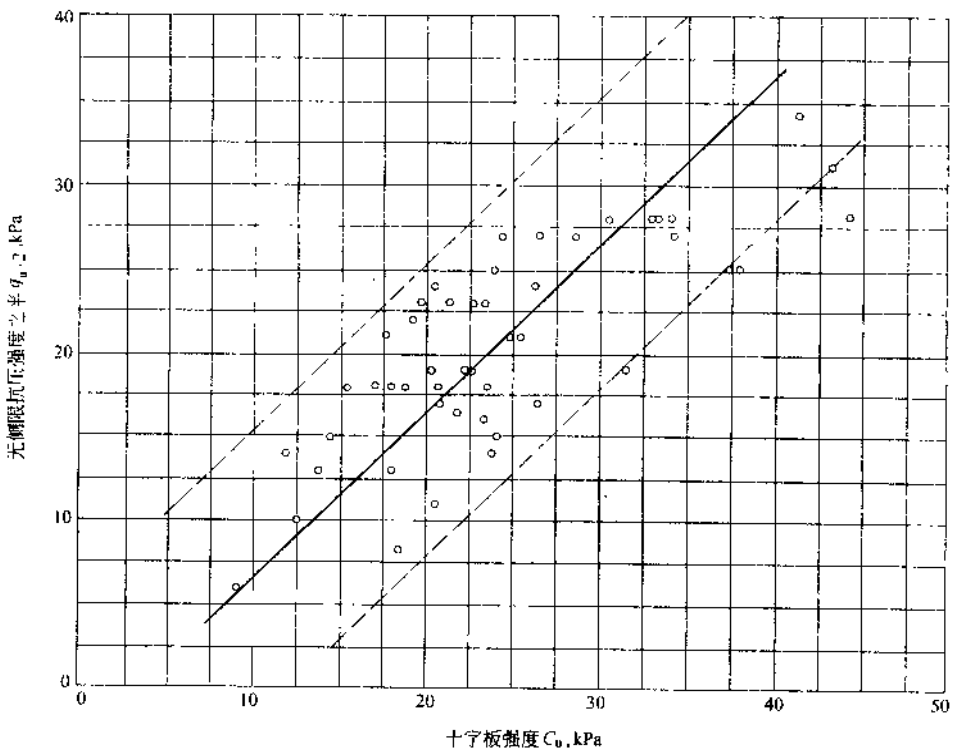


图4-4-9 无侧限抗压强度之半与凝聚力（十字板）的关系

由34个土样整理出三轴不固结不排水剪强度 C_{uu}—C_u 关系线，如图4-4-10所示，二指标关系用下式表示：

$$C_{uu} = C_u - 0.037 \tag{4-4-6}$$

之后，在进行福建莆田北洋海堤，浙江舟山大成塘海堤及温岭东海塘海堤现场试验时，都曾比较三轴固结不排水剪的 C_{cu} 与十字板试验的 C_u、φ_u 的试验（十字板试验的 C_u、φ_u 指标的取得是将十字板强度沿深度的变化换算为十字板强 C_u 与垂直固结压力的关系线确定出来）。其典型的关系线如图4-4-11所示。所得结果如表4-4-5所列。

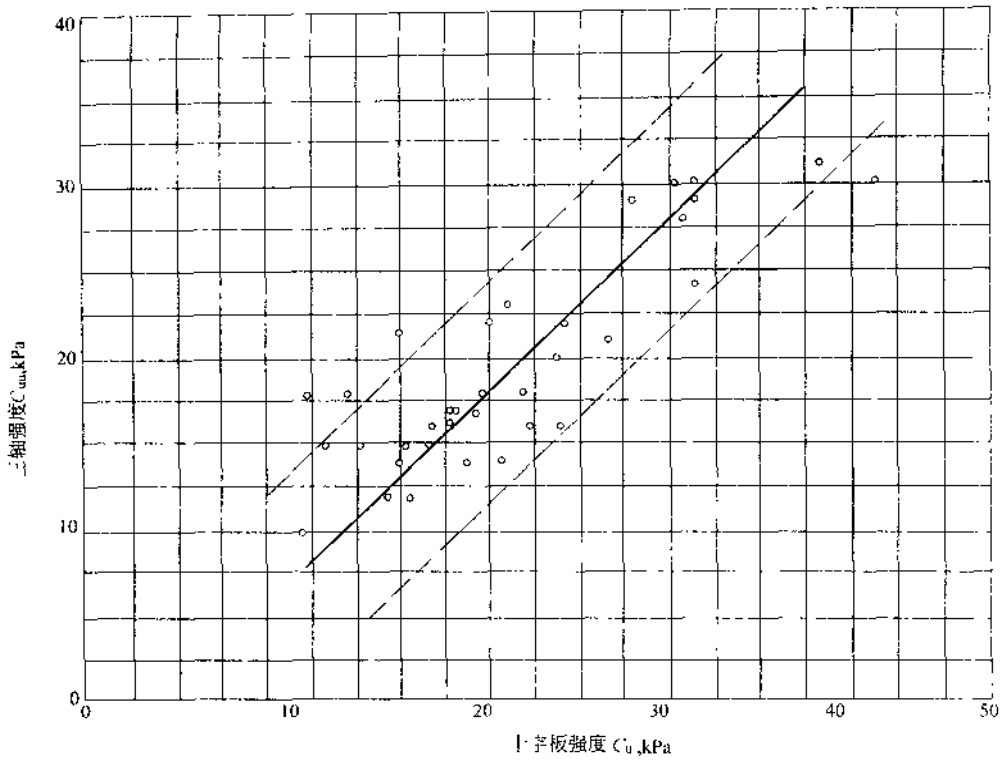


图 4-4-10　三轴强度 C_{uu} 与十字板强度 C_u 的关系

十字板强度与三轴固结不排水强度的比较　　表 4-4-5

地　点	十字板强度		三轴固结不排水强度	
莆田北洋海堤	C_u = 7 kPa	φ_u = 13.5°	C_{cu} = 7 kPa	φ_{cu} = 13.0
舟山大成塘海堤	C_u = 2 kPa	φ_u = 17°	C_{cu} = 2 kPa	φ_{cu} = 17°
温岭东海塘海堤	C_u = 4 kPa	φ_u = 13°	C_{cu} = 6 kPa	φ_{cu} = 16°

上述试验表明，两种试验所得结果稍有差别。

2.20 世纪 80 年代后期，加拿大在两处灵敏软粘土所做的比较试验

1972 年，Bjerrum 提出对填土工程地基，根据假设滑动面所通过的方向分别采用三轴压缩、单剪、三轴拉伸三种试验测定不排水抗剪强度，以三者的平均值代表整个滑动面的平均抗剪强度，如图 4-4-12 所示。这一看法得到广泛的认同。

80 年代后期，在两个场地做了十字板试验与室内强度试验的比较。室内试验为 K_0 固结状态下的不排水三轴压缩及拉伸试验、单剪不排水剪切试验。此外，还测定了有效上复压力 σ_{vo}' 及先期固结压力 σ_p' 等值。

两个场地为高灵敏度的海相粘土，其灵敏度由浅层的 S_t = 30 至深处的近于 400。静止侧压力系数 K_o = 0.55，I_p = 10% ~ 17%。

两处的十字板强度 C_u(FV)、三轴压缩 τ_c、三轴拉伸 τ_e、单剪 τ_d 及平均强度 τ_{ave}，绘于图 4-4-13。以相应深度的先期固结压力 σ_p' 对上述各种强度进行归一化，绘于图 4-4-14。

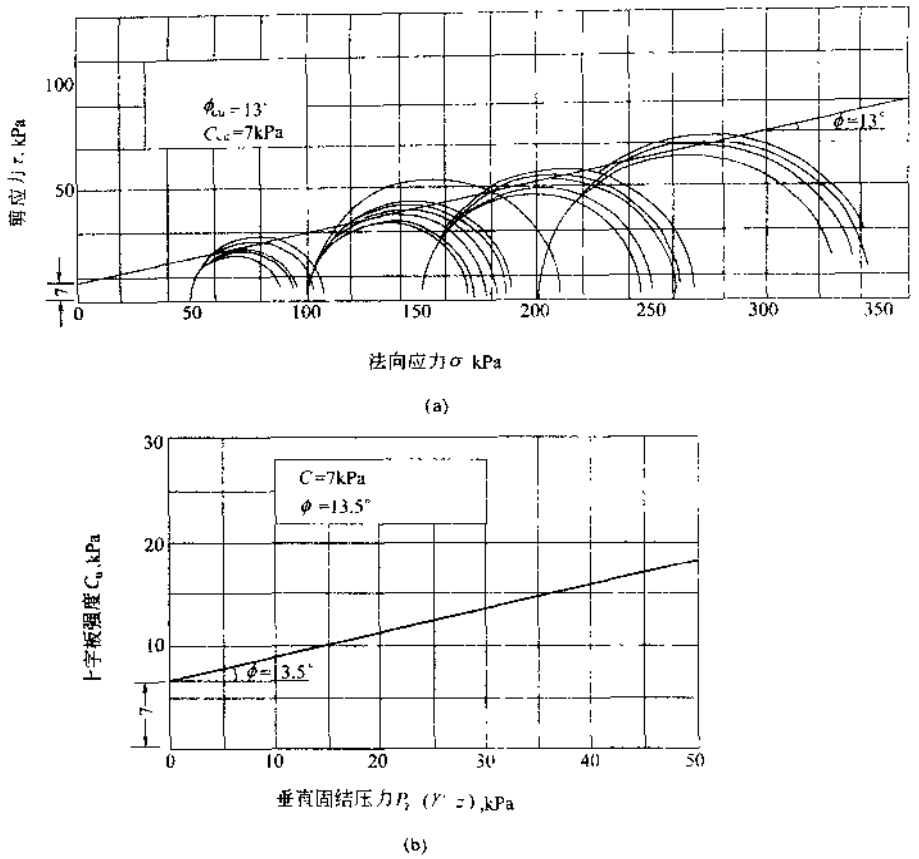


图 4-4-11　三轴固结快剪、十字板剪力试验结果(北洋海堤)
(a)三轴固结快剪试验结果;(b)十字板剪力试验结果

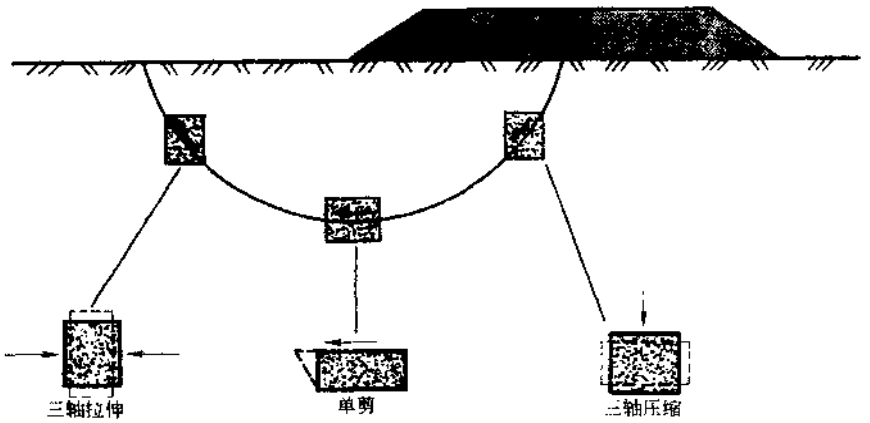


图 4-4-12　现场不同位置的抗剪强度与室内剪切试验的关系

由图看出,τ_c 较十字板强度高很多,而 τ_e 则低很多。单剪 τ_d 介于 τ_c 及 τ_e 之间,其值与十字板强度 C_u(FV)及 τ_{ave}是相当接近的。C_u(FV)及 τ_{ave}沿深度的变化还是稍有差别的,两处都是上部土层的 C_u(FV) > τ_{ave},下部则 C_u(FV) < τ_{ave}。

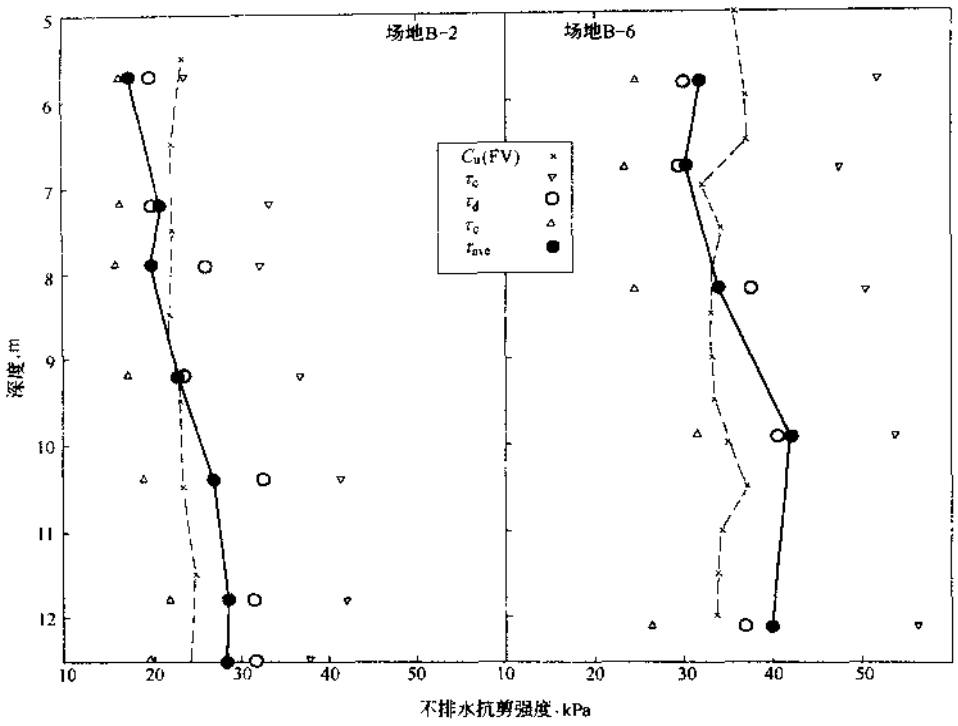


图 4-4-13　现场十字板与室内 C_u 强度的比较

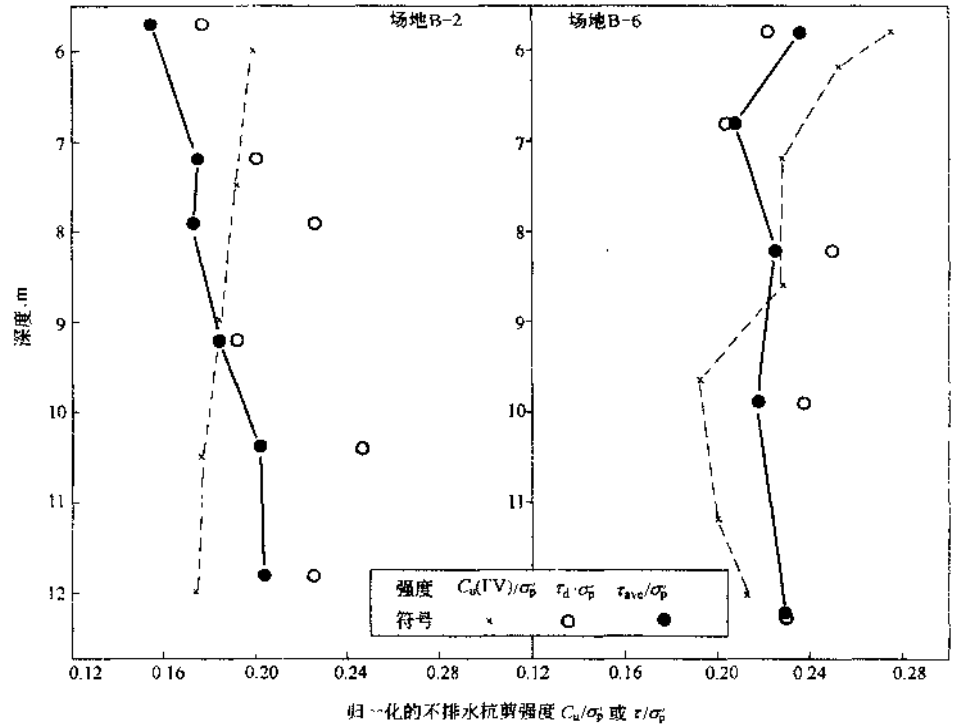


图 4-4-14　归一化的不排水抗剪强度的比较

如果在 5.5～12.5m 范围内算出各种归一化不排水抗剪强度的平均值，列于表 4-4-6。

各种归一化不排水抗剪强度的平均值 表 4-4-6

场地	$C_u(FV)/\sigma'_p$	τ_t/σ'_p	τ_d/σ'_r	τ_e/σ'_p	τ_{ave}/σ'_p
B-2	0.185	0.27	0.215	0.14	0.185
	±0.01	±0.04	±0.025	±0.01	±0.02
B-6	0.225	0.345	0.23	0.17	0.225
	±0.03	±0.025	±0.02	±0.01	±0.01

由表可以看出，二场地的 τ_{ave}/σ'_p 与 $C_u(FV)/\sigma'_p$ 平均值是相等的，与 τ_d/σ'_p 也相当一致。这说明，如室内的固结不排水试验是在现场应力条件下进行固结的，则十字板试验强度与室内归一化不排水抗剪强度是相同的。

二、测定饱和粘土的灵敏度 S_t

灵敏度对工程设计与施工工艺的确定是起很大作用的。在十字板试验中可以很方便的测定出来。在测定原状土的天然强度之后，将十字板旋转 6 圈，然后重复进行试验，又测得扰动土的强度，二者的比值即为灵敏度 S_t，即

$$S_t = (S_u)_u/(S_u)_r \tag{4-4-7}$$

中国的淤泥，及淤泥质粘土的灵敏度大多为 10 左右。国外有些软粘土的灵敏度可高达几百甚至一千多。在借鉴国外资料时，要注意土性的差异程度。

三、用以检验软土地基的加固效果

我们的经验表明，十字板强度能十分敏感的反映出地基强度增长的状态，故已经成为检验加固效果的主要手段。

例如浙江杜湖土坝地基加固效果的检验，时间的跨度长达 10 年，有很好的规律性，见图 4-4-15。

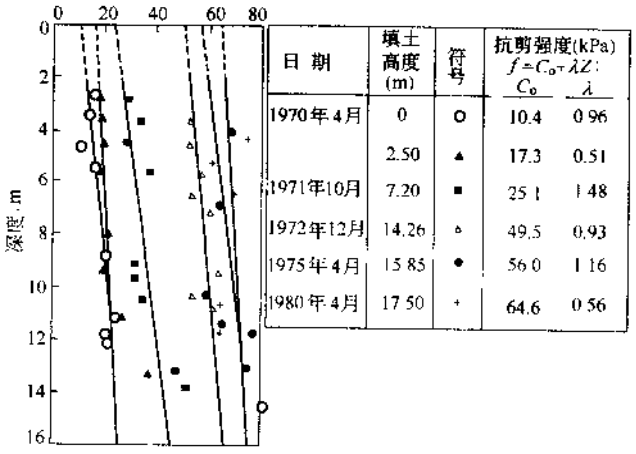


图 4-4-15 1970～1980 年杜湖土坝地基加固效果检验

四、评定软土地基承载力

根据中国建筑科学研究院的经验：

$$f_k = 2(C_u)_F + rh \tag{4-4-8}$$

式中：f_k——地基承载力标准值，kPa；

$(C_u)_F$——修正后的十字板强度，kPa；

r——土的重度，kN/m^3；

h——基础埋置深度，m。

第五章　标准贯入试验

第一节　概　　述

标准贯入试验是动力触探的一种，它是以标定的锤击动能，将标准尺寸的贯入器打入钻孔孔底的土中，根据打入土中的贯入阻抗，判别土层的变化和土的工程性质。贯入阻抗是用贯入器贯入土中 30cm 的锤击数 $N_{63.5}$（也称标准贯入击数）表示。

标准贯入试验是 20 世纪 40 年代末期发展起来的，该项试验一般只适用于砂性土及粘性土类，不适用于碎石类土及岩层。由于使用方便，得到广泛的应用，在美国及日本应用最为广泛。在我国，50 年代初期由南京水利实验处研制并在治淮工程中得到广泛的推广，积累了大量的使用经验。写出"暂行标准"（南京水利实验处 $S_1$004-53）推广该项技术。60 年代在国内得以普及。应指出的是，对饱和软粘土而言，由于其试验精度较低，远不及十字板剪切试验及静力触探等方法普及。

该试验方法一般应用于以下方面：

1. 查明场地的地层剖面及软弱夹层；

2. 判定地基的承载力、变形模量及物理力学性指标等参数；

3. 预估单桩承载力和选择桩尖持力层；

4. 判别砂土及轻亚粘土地震液化的可能性。

应指出，在上述应用中，除判别液化外，其余的应用方法都是基于与其他测试方法的对比中建立起计算公式的，如桩的承载力的预估是与静载荷试验相对比，土的物理力学性指标是与室内试验成果建立相关关系。因此，对缺乏使用经验的地区，在应用标准贯入试验时应与其他测试方法配合作用。

第二节　试验设备及操作技术要点

一、试验设备

包括标准贯入器、触探杆、穿心锤与钢砧锤垫四部分，见图 4-5-1。

目前，国际上常用的设备规格已近统一，见表 4-5-1。

二、试验的技术要求

1. 钻进方法，为保证钻孔质量，要求采用回转钻进，当钻进至试验标高以上 15cm 处，停止钻进。还应注意：(1) 仔细清除孔底残土到试验标高；(2) 在地下水位以下钻进时，或遇承压含水砂层时，孔内水位应始终高于地下水位，以减少对土的振动扰动；(3) 当下套管时，要防止套

国际常用标贯设备规格　　表 4-5-1

设备规格			中国 1988 年	国际标准 1988 年	欧洲规程 1977 年	日本 1976 年	美国 1984 年
贯入器	外径(mm)		51(+0.2~0)	51±1	51±1	51	50.8(+1.3~0)
	内径(mm)		35(0~-0.2)	35±1	35±1	35	34.94±0.13
	全长(mm)		700	685	660	810	685.8
	管靴	长度(mm)	50	50	50	50	50
		刃角	19°50′	/	18°36′	19°47′	18°25′
		刃口厚(mm)	0~2.5	1.6	1.6	0	0.1″±0.01
探杆	弯曲度		<1/1 000	<1/750	<1/1 000	/	/
	孔深小于 15m		Φ-42mm 或 Φ-50mm	Φ-40.5mm Φ-50mm Φ-60mm	Φ-43.7mm AW 型钢管	M1409 型 Φ-40.5/42mm	Φ-41.2 Φ-48.4 60.3mm
	孔深大于 15m				Φ-54mm BW 型钢管		刚度较大管
穿心锤	自重(kg)		63.5±0.5	63.5±0.5	63.5±0.5	63.5	63.5±0.1
	下落高度(cm)		76±2	76±1	76±2	76	76±0.25

管下过头，否则在管内做试验会使 N 值偏大。

2. 为保证锤击时钻杆不发生侧向晃动，钻杆应定期检查，使钻杆弯曲度小于 0.1%，接头应牢固。

3. 穿心锤落距为 76cm，应采用自动落锤装置，要减小导向杆与锤之间的摩阻力，以保持锤击能量恒定。

4. 试验时，先将整个杆件系统连同静置于钻杆上端的锤击系统一起下到孔底。首先将贯入器以每分钟 15~30 击的速度打入土层中 15cm，以后开始记录打入 30cm 的锤击数，即为实测锤击数 N。当 $N>50$ 击，贯入度未达 30cm，应终止试验，不必强行打入。此时，按实际贯入度 ΔS(cm)的累积锤击数 n，按下式计算贯入 30cm 的锤击数。

$$N = \frac{30n}{\Delta S} \tag{4-5-1}$$

5. 提出贯入器，取出贯入器中的土样进行鉴别、描述、记录，保存土样备用。

6. 最后绘出击数 N 和贯入深度标高(H)的关系曲线，见图 4-5-2。

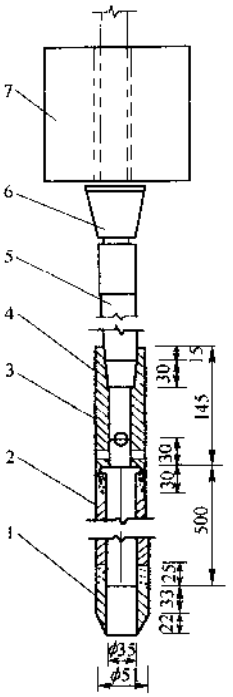


图 4-5-1 标准贯入试验设备
（单位：mm）
1-贯入器靴；2-由两半圆形管合成之贯入器身；3-出水孔；4-贯入器头；5-触探杆；6-锤垫；7-穿心锤

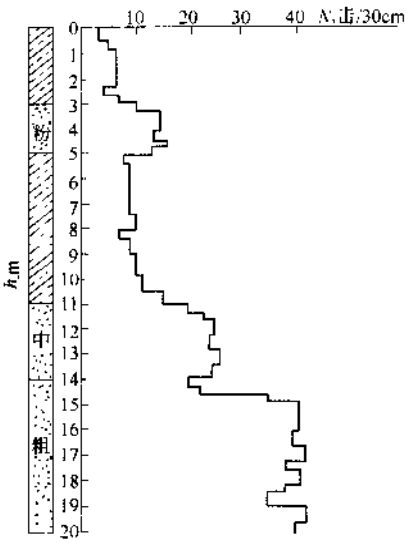


图 4-5-2 N—h 试验曲线

第三节 成果的校正

试验的影响因素是很复杂的，其中有些因素可通过标准化的办法使其统一以减少对试验成果的影响，如设备、落锤方法、试验方法等影响因素属于此类；但另一些因素如杆长，地下水位、上覆压力等，则是无法人为控制的。

一、杆长的影响

对此影响因素，国内外存在不同的看法，有两种代表性的分析理论，即古典的牛顿碰撞理论及弹性杆件中波动理论。按牛顿碰撞理论，随杆长的增长，杆件系统受锤击碰撞后可用于贯入土中的有效能量逐渐变小；而按弹性波动理论，随杆长的增长，有效能量却是逐渐增大，超过一定杆长后，有效能量趋于定值。

国内对此因素有两种不同的处理意见：

《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)规定杆长大于 3m 时锤击数应按下式进行杆长修正：

$$N = \alpha N' \tag{4-5-2}$$

式中：N——标贯试验经杆长修正后的锤击数；

N'——实测的标贯击数；

α——长度修正系数，查表 4-5-2。

探杆长度校正系数表 表 4-5-2

探杆长度(m)	≤3	6	9	12	15	18	21
α	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

该表中 α 值，实际上是以牛顿碰撞理论为基础计得的。

如用弹性杆件波动理论，当杆长 $l \geqslant 14$m，$\alpha = 1.0$；当杆长小于 14m，由于输入钻杆的锤击能量随着杆长变短而变小，使击数值偏大，α 偏小。故不做杆长修正。

《地下铁道、轻轨交通岩土工程勘察规范》(GB 50307—1999)及《岩土工程勘察规范》(GB 50021)规定不进行杆长修正。

虽然目前有些规范还要进行修正，但国内外研究的总趋势是不再进行杆长修正。

二、地下水位影响的校正

Terzaghi 和 Peck 提出，当实测 $N' > 15$ 的饱和粉细砂，建议用下式校正：

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15) \tag{4-5-3}$$

交通部港口工程地质勘察技术规范规定，当用 N 值确定 D_r 及 φ 值时对地下水位以下的中、粗砂层的 N 值宜按下式校正：

$$N = N' + 5 \tag{4-5-4}$$

式中符号同前。

三、上覆压力影响的校正

长期以来国内不考虑上覆压力的影响。

第四节 标准贯入试验的应用

一、评定土的强度指标

评定砂土的内摩擦角 φ 及粘性土的不排水抗剪强度 C_u 有多种方法：

1. Terzaghi 及 Peck 提出粘性土不排水抗剪强度 C_u 为：

$$C_u = (6 \sim 6.5)N \tag{4-5-5}$$

2. Gibbs 及 Holtz 统计的砂土经验关系式为：

$$N = 4.0 + 0.015\frac{2.4}{\tan\phi}\left[\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi\tan\phi} - 1\right] \tag{4-5-6}$$

$$+ \sigma_{v0}\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)e^{\pi\tan\varphi} \pm 8.7$$

式中：σ_{v0}——上覆压力，t/m^2。

根据上式绘出 N、σ_{v0}、φ 的关系图，见图 4-5-3。

3. 南京水利科学研究院在 1950～1960 年期间，在我国东南沿海诸省的 101 项工程中积累了大量的试验资料，统计出标贯击数与无侧限抗压强度 q_u 的关系：

对粘土地基，有 792 个标贯试验，$I_p > 17$，粘粒含量 0～87%，得：

$$q_u = 14N + 3 \quad (kPa) \tag{4-5-7}$$

对壤土地基，共有 596 个标贯试验，其 $I_p = 7 \sim 17$，粘粒含量 = 0～54%，得：

$$q_u = 13.5N \quad (kPa) \tag{4-5-8}$$

4. Behpoor 结合 60 项工程，对伊朗的亚粘土及粉质粘土（$N < 25$ 击），得：

$$q_u = 15N \quad (kPa) \tag{4-5-9}$$

5. 美国海军码头及船坞局发现标贯击数 N 与无侧限抗压强度 q_u 的关系线与塑性指数 I_p 有密切关系，如图 4-5-4 所示。南京水科院与 Behpoor 的关系式与上图相当一致，靠近低 I_p 粘土的边界线。

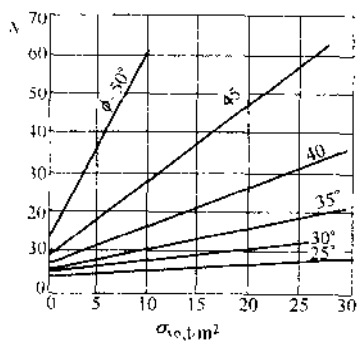


图 4-5-3 N—ϕ，σ_0 关系（Gibbs 及 Holtz，1957）

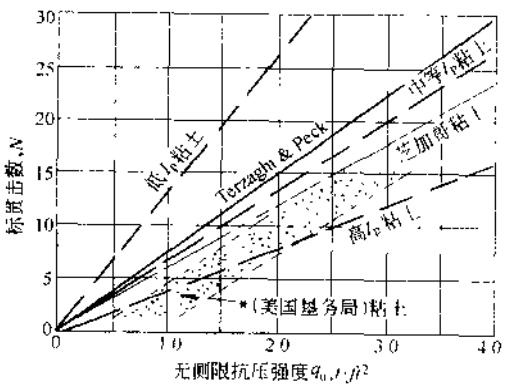


图 4-5-4 标贯击数 N、无侧限抗压强度 q_u 与塑性指数 I_p 的关系

二、评定砂土的相对密度 D_r 和紧密程度

直接按 N 值判定砂土的紧密程度，见表 4-5-3。

直接按 N 值判定砂土的紧密程度 表 4-5-3

紧密程度	D_r	N						
国外	国内		国际	南京水科所 江苏水利厅	原水利电力部			冶金勘察规范
					粉砂	细纱	中砂	
极松	疏松	0～0.2	0～4	<10	<4	<13	<10	>10
松			4～10					
稍密	稍密	0.2～0.33	10～15	10～30	>4	13～23	10～26	10～15
中密	中密	0.33～0.67	15～30					15～30
密实	密实	0.67～1.0	30～50	30～50		>23	>26	>30
极密			>50	>50				

三、评定粘性土的稠度状态

Terzaghi 及 Peck 提出的标贯击数与稠度状态关系，见表 4-5-4。该表广泛流行至今。

粘性土 N 与稠度状态关系(Terzaghi 及 Peck)　　表 4-5-4

N	<2	2~4	4~8	8~15	15~30	>30
稠度状态	极软	软	中等	硬	很硬	坚硬
q_u(kPa)	<25	25~50	50~100	100~200	200~400	>400

四、评定地基土的承载力

在国外以标贯试验确定粘性土地基的承载力时，一般是由 N 值推求抗剪强度或无侧限抗压强度 q_u，再按理论公式计算承载力。

在国内，着重开展标贯试验与载荷试验对比研究，提出经验关系。《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)，对粘性土承载力标准值，列于表 4-5-5，对砂性土承载力标准值列于表 4-5-6。

N 值与砂土承载力标准值 f_k(kPa)的关系　　表 4-5-5

N		10	15	30	50
f_k	中、粗砂	180	250	340	500
	粉、细砂	140	180	250	340

N 值与粘性土承载力标准值 f_k(kPa)的关系　　表 4-5-6

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

注：表 4-5-5、表 4-5-6 中的 N 值为人拉锤的值，$N_{人拉锤}=0.74+1.12N_{自动}$。

国内很多单位也提出不少地区性的经验公式，使用时要注意地区性、土类的差异。

五、评定土的变形参数

用标贯试验估算土的变形参数时有二种途径：一种是与平板载荷试验对比，得出变形模量 E_0；另一种是与室内压缩试验对比，得压缩模量 E_s 值。一些经验关系见表 4-5-7。

N 值与 E_0 或 E_s 的经验关系　　表 4-5-7

单　位	关系式	土　类
冶金武汉勘察公司	$E_S=1.04N+4.89$	中南、华东地区粘性土
湖北水利电力勘察设计院	$E_0=1.066N+7.431$	粘性土、粉土
武汉城市规划设计院	$E_S=1.41N+2.62$	武汉地区粘性土、粉土
西南综合勘察院	$E_S=0.276N+10.22$	唐山粉细砂

六、预估单桩承载力及选择桩尖持力层

(一)求单桩容许承载力

北京地质勘察处研究所曾收集31组试桩与标准贯入试验求单桩承载力的对比资料，提出以下式求钻孔灌注桩极限承载力 q：

$$q = 0.31U\sum l_c\bar{N}_{63.5c} + 0.33U\sum l_s\bar{N}_{63.5s} + 2.78AN_{63.5} - 18.1H + 17.73 \quad (4\text{-}5\text{-}10)$$

式中：q——灌注桩极限承载力，t；

l_c、l_s——分别为桩身在粘性土部分与砂土部分的长度，m；

$\bar{N}_{63.5c}$、$\bar{N}_{63.5s}$——分别为桩身在粘土层部分与砂土层部分的标准贯入击数之平均值；

U——桩身周长，m；

$AN_{63.5}$——桩端截面积与标准贯入击数的乘积，m^2；

H——孔底虚土厚度，m。

当孔底虚土厚度 H 大于0.5m时，则采用下式：

$$q = 0.31U\sum l_c\bar{N}_{63.5c} + 0.33U\sum l_s\bar{N}_{63.5s} + 2.78AN_{63.5} + 8.68 \quad (4\text{-}5\text{-}11)$$

(二)选择桩尖持力层

利用标准贯入试验选择桩尖持力层，从而确定桩的长度是一个比较简便和有效的方法，特别是地层变化较大的情况更具突出的优点。

根据国内外的实践，对于打入式预制桩，常选 $N = 30 \sim 50$ 击作为持力层。对广州地区的残积层 $N = 30$ 就可满足桩长 15～20m 对持力层的要求，应用时也应结合地区经验来考虑，如上海，一般在60m以下才出现 $N \geqslant 30$ 击的地层，多用半支承半摩擦桩，则可把桩尖持力层选在地下35m及50m上下的 $N = 15 \sim 20$ 击的中密粉细砂及粘土层上。实践证明，这也是合理可靠的。

七、液化判别

20世纪60年代，Seed等人对美国阿拉斯加地震及日本新泻地震的研究中，提出以标准贯入试验的 N 值为主要指标的"剪应力比一标准贯入法"是很有影响的。在中国邢台、海城，唐山地震后，结合现场调查并进行理论分析研究，参考Seed等人的成果，也以标贯击数 N 值为主要参数，同时考虑地震烈度、有效覆盖压力和地下水位等主要因素的砂土和轻亚粘土的可能液化判别式。后来该公式纳入国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11—89)，判别式如下：

$$N_{cr} = N_0[1 + 0.1(d_s - 3) - 0.1(d_w - 2)]\sqrt{\frac{3}{p_c}} \quad (4\text{-}5\text{-}12)$$

式中：N_{cr}——液化临界标贯击数；

N_0——当 $d_s = 3$m，$d_w = 2$m 时，土层临界标贯击数；设计烈度为7、8、9度时，其值为6、10、16；

d_s——饱和砂土所处深度，m；

d_w——地面到地下水位的深度，m；

p_c——粘粒含量，%。

第六章　动力触探试验

第一节　概　　述

圆锥动力触探试验是利用一定的锤击动能，将一定规格的圆锥探头打入土中，根据打入土中的难易程度来判别土层的工程性质的一种方法。贯入度的大小能反映土层力学特性的差异，依据此数值对地基土作出工程地质评价。

动力触探试验使用历史较长，最大的优点是设备简单、操作方便、适应土类较广，对难以取样的砂土、粉土、碎石类土都可使用。动力触探首先在欧洲诸国得到广泛的应用，就是因为这些国家广泛分布着粗颗粒土层及冰积层，取土样很困难，适合采用动力触探方法。

在我国，50 年代初由南京水利实验处引进推广，至 50 年代后期得到普及，很多单位作了很有价值的试验研究，积累了大量的使用经验。70 年代制订了相应的规范，在试验设备类型上趋于统一和标准化，加快了发展进程。目前，已成为我国粗颗粒土的地基勘察测试的主要手段。

研究动力触探试验技术发展进程时，就不能不提 1974 及 1982 年在欧洲召开的二次国际触探学术会议，两次会议对动力触探测试方法的统一起了推动作用。会议建议按所用穿心锤重量将动力触探分为轻型（≤10kg）、中型（10～40kg）、重型（40～60kg）及超重型（>60kg）。我国《土工试验规程》（SD 128—86）将动力触探分为轻型、重型及超重型三种，其穿心锤重量分别为 10、63.5、120kg。轻型适用于一般粘性土及素填土，特别适用于软土，重型适用于砂土及砾砂土，超重型适用于卵石、砾石类土。

第二节　设备及技术要求

一、动力触探

动力触探设备主要由圆锥探头、触探杆、穿心锤及钢砧锤垫四部分组成，见图 4-6-1。

试验方法是将穿心锤穿入带钢砧与锤垫的触探杆上，将探头及探杆垂直地面放于测试地点，然后提升穿心锤至预定高度，使其自由下落撞击锤垫，将探头打入土中，记录每贯入 30cm（或 10cm）的锤击数。重复上述步骤，直到预定试验深度。

我国圆锥动力触探分类和规格，见表 4-6-1。

探头尺寸见图 4-6-2。

二、技术要求

1. 为确保恒定的锤击能量，应采用固定落距的自动落锤装置。

2. 锤击时应保持探杆的垂直，锤击过程应防止锤击偏心、探杆歪斜和探杆侧向晃动。为

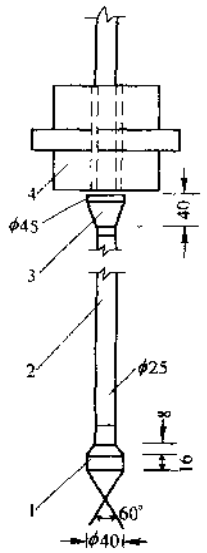


图 4-6-1 轻型动力触探仪（单位：mm）
1-圆锥探头；2-触探杆；3-钢砧与锤垫；4-穿心锤

圆锥动力触探分类和规格　　表 4-6-1

设备类型		轻　型	重　型	超重型
落　锤	质量 m(kg)	10 ± 0.2	63.5 ± 0.5	120 ± 1
	落距 H(m)	0.50 ± 0.02	0.76 ± 0.02	100 ± 0.02
探　头	直径（mm）	40	74	74
	截面积（cm^2）	12.6	43	43
	圆锥角（°）	60	60	60
触探杆	直径（mm）	25	42.50	50 ~ 63
	每米质量（kg）		< 8	< 12
	锥座质量（kg）		10 ~ 15	

此，要求触探杆连接后的最初 5m 最大偏斜度不应超过 1%，大于 5m 后的最大偏斜度不应超过 2%。每贯入 1m，应将探杆转一圈半，使触探能保持垂直贯入，并减少探杆的侧阻力。贯入深度超过 10m 后，每贯入 0.2m 即旋转一次。

3. 每一触探孔应连续贯入，只是在接探杆时才允许停顿。

4. 对轻、重型圆锥动力触探 N_{10}、$N_{63.5}$正常范围是 3 ~ 50 击，对超重型 N_{120}的正常范围是 3 ~ 40 击。当击数超过正常范围，如遇软粘土，可记录每击的贯入度，如遇硬土层，可记录一定击数下的贯入度。

5. 当 $N_{10} > 50$ 即可停止试验；当 $N_{63.5} > 50$，即可停止试验改用超重型试验。

6. 贯入深度的一般限制，对轻型一般应 < 4m，重型 < 12 ~ 15m，超重型 < 20m，超过此深度应考虑侧壁摩阻的影响。

7. 我国一般采用贯入锤击速率为 15 ~ 30 击/min。

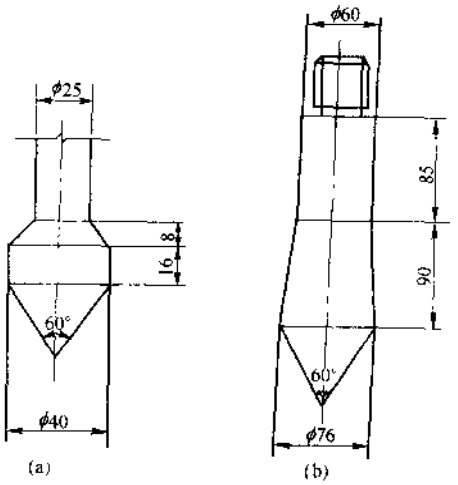


图 4-6-2 动力触探探头（单位：mm）
(a)轻型；(b)重型、超重型

第三节　影响成果的主要因素

一、杆长的影响

如标准贯入试验一章所述，目前仍习惯采用牛顿碰撞理论，采用相同的杆长修正公式，即

$N = \alpha N'$。

重型，超重型动力触探是经常使用的，杆长修正系数，如表 4-6-2、表 4-6-3 所列。

$N_{63.5}$的杆长修正系数　　表 4-6-2

$N^*_{63.5}$ / α_1 / l(mm)	5	10	15	20	25	30	35	40	≥50
≤2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4	0.98	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.85	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.72	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

N_{120}的杆长修正系数　　表 4-6-3

N^*_{120} / α_1 / l(mm)	1	3	5	7	9	10	15	20	25	30	35	40
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	0.96	0.92	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.88	0.88	0.88	0.88
3	0.94	0.88	0.85	0.85	0.85	0.84	0.84	0.83	0.82	0.82	0.81	0.81
5	0.92	0.82	0.79	0.78	0.77	0.77	0.76	0.75	0.74	0.73	0.73	0.72
7	0.90	0.78	0.75	0.74	0.73	0.72	0.71	0.70	0.69	0.68	0.67	0.66
9	0.88	0.75	0.72	0.70	0.69	0.68	0.67	0.66	0.64	0.63	0.62	0.62
11	0.87	0.83	0.69	0.67	0.66	0.66	0.64	0.62	0.61	0.60	0.59	0.58
13	0.86	0.71	0.67	0.65	0.63	0.63	0.61	0.60	0.58	0.57	0.58	0.55
15	0.86	0.69	0.65	0.63	0.62	0.61	0.59	0.58	0.56	0.55	0.54	0.53
17	0.85	0.68	0.63	0.61	0.60	0.60	0.57	0.56	0.54	0.53	0.52	0.50
19	0.84	0.66	0.62	0.60	0.59	0.58	0.56	0.54	0.52	0.51	0.50	0.49

二、杆侧摩擦的影响

就土类而言，对中密—密实的砂土，尤其在地下水位以上，由于探头直径比探杆直径大，可不考虑侧壁摩擦；而软粘土和有机土，侧壁摩擦对击数有重要影响。当用泥浆或用套管可消除侧壁摩擦的影响。

所以，在一般的土层条件下，深度在 15m 以内，可不考虑侧壁摩擦的影响；如深度超过 15m，可采用泥浆或加套管以消除侧壁摩擦的影响。

三、上覆压力的影响

随着贯入深度的增加，土的有效上覆压力和侧压力都会增加，会增大贯入阻力，增大锤击

数。在判定砂土振动液化时，常采用 Seed 建议的标贯试验深度影响修正公式：

$$N_{63.5} = C_N N'_{63.5} \tag{4-6-1}$$

$$C_N = 1 - 1.25\lg\sigma'_{vo}$$

式中：$N_{63.5}$——修正后的击数；

$N'_{63.5}$——实测的击数；

C_N——修正系数；

σ'_{vo}——实测 $N'_{63.5}$处土的有效上覆压力，kPa。

第四节　成果的应用

试验后绘锤击数沿深度的变化曲线，见图 4-6-3。

一、确定地基土的承载力标准值 f_k

（一）N_{10}的应用

《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)规定，可用 N_{10}确定地基土的承载力标准值，见表 4-6-4 及表 4-6-5。

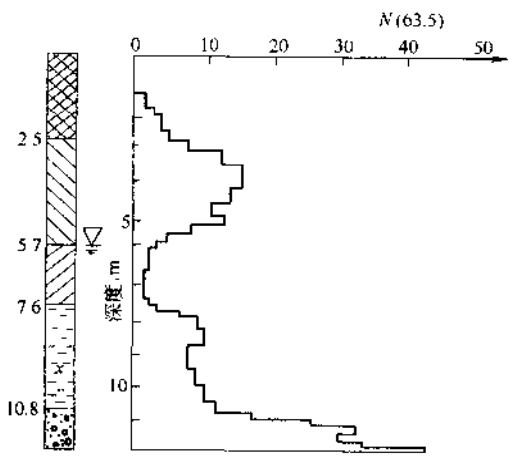


图 4-6-3　触探曲线

N_{10}与粘性土承载力标准值 f_k

表 4-6-4

N_{10}	15	20	25	30
f_k(kPa)	105	145	190	230

N_{10}与粘性土承载力标准值 f_k

表 4-6-5

N_{10}	10	20	30	40
f_k(kPa)	85	115	135	160

（二）$N_{63.5}$的应用

《工业与民用建筑工程地质勘察规范》(TJ 21—77)提出的 $N_{63.5}$与 f_k 的关系，见表 4-6-6 及表 4-6-7。

中、粗、砾砂 $N_{63.5}$与 f_k 的关系

表 4-6-6

$N_{63.5}$	3	4	5	6	8	10
f_k(kPa)	120	150	200	240	320	400

碎石土 $N_{63.5}$与 f_k 的关系　　表 4-6-7

$N_{63.5}$	3	4	5	6	8	10	12
f_k(kPa)	140	170	200	240	320	400	480

(三)N_{120}的应用

按原水利电力部动力触探的试验规程,碎石土 N_{120}与 f_k 的关系,见表 4-6-8。

碎石土 N_{120}与 f_k 的关系　　表 4-6-8

N_{120}	3	4	5	6	8	10	12	14	≥16
f_k(kPa)	250	300	400	500	640	720	800	850	900

二、估算圆砾、卵石土地基变形模量 E_0

铁道部第二设计院基于在四川、东北、广西、甘肃等地的试验资料得 $N_{63.5}$和 E_0 的关系,见表 4-6-9。

圆砾、卵石土的变形模量　　表 4-6-9

$N_{63.5}$	3	4	5	6	8	10	12	14	16
E_0 (kPa)	10	12	14	16	21	26	30	34	37.5
$N_{63.5}$	18	20	22	24	26	28	30	35	40
E_0 (kPa)	41	44.5	48	51	54	56.5	59	62	64

三、预估单桩承载力和确定桩基持力层的位置

动力触探试验与打桩过程极其相似,因而用于桩基勘察时,对打入式的端承桩效果较为显著。可用以确定桩基持力层的位置和单桩承载力。

(一)确定桩基持力层的位置

利用动力触探的 N—h 曲线,结合钻孔资料,可以较准确的编制出勘察场地的工程地质剖面,据此选择桩基持力层,确定在勘察范围内各部位的桩长。

作为端承桩的持力层,在成都地区,对 300mm×300mm 的方桩,动力触探平均击数 $N_{63.5}$应大于 15~20 击/10cm,此卵石层的厚度不应小于 2.0~1.5m。各地区应有各自的经验值。

(二)确定单桩承载力

由于动力触探无法实测地基土的极限侧壁摩阻力,因而于桩基勘察时,主要用于桩端承力为主的短桩。由桩的静载荷试验确定承载力标准值与桩尖平面处的动力触探指标进行统计分析,提出单桩承载力公式。显然,公式具有明显的地区性。

1.沈阳地区的经验

由预制桩及振冲灌注桩(22 组)的静载荷试验的极限承载力 R_u 与桩尖平面处触探指标 $N_{63.5}$进行统计,得:

$$R_u = 133 + 539N_{63.5} \tag{4-6-2}$$

2.成都地区的经验

一般桩基持力层为卵石土，由35组资料统计，得：

$$R_u = 299 + 126.1N_{120} \tag{4-6-3}$$

式中：R_u——桩尖平面处地基土的极限承载力，kPa；

N_{120}——桩尖平面处上下$4D$(桩径)范围修正后的击数平均值，击/10cm。

四、确定砂土和卵石的密实度

原机械工业部第二勘察研究院根据探井实测的孔隙比e与$N_{63.5}$对比，编制表4-6-10。

$N_{63.5}$与砂土密实度的关系 表4-6-10

土类	$N_{63.5}$	密实度	孔隙比e
砾砂	<5	松散	>0.65~0.50
	5~8	稍密	0.65~0.50
	8~10	中密	0.50~0.45
	>10	密实	<0.45
粗砂	<5	松散	>0.80
	5~6.5	稍密	0.80~0.70
	6.5~9.5	中密	0.70~0.60
	>9.5	密实	<0.60
中砂	<5	松散	>0.90
	5~6	稍密	0.90~0.80
	5~9	中密	0.80~0.70
	>9	密实	<0.70

由成都地区的经验，得N_{120}与卵石密实度关系，见表4-6-11。

N_{120}与卵石密实度的关系 表4-6-11

N_{120}	3~6	6~10	10~14	14~20
密实度	稍密	中密	密实	极密
土的描述	卵石或砂夹卵石、圆砾	卵石	卵石	卵石或含少量漂石

第七章　旁压试验

第一节　概　　述

旁压试验是将圆柱形旁压器放入土中，向旁压器内充水（或气）并施加压力，利用旁压器的扩张，对周围土施加均匀压力，测量压力与径向变形的关系，即可得地基土在水平方向上的应力应变关系。

1956年，法国人梅那德首先创造出预钻式旁压仪，在法国推广使用。至1966年进一步制成自钻式旁压仪，进而在全世界得到普及。我国是20世纪70年代仿制出预钻式及自钻式旁压仪。

预钻式旁压仪的优点是：仪器比较简单、操作容易。其最大缺点是预先钻孔，孔壁土层中的天然应力卸除，加之钻孔孔径与旁压器外径难以有效配合，土层的扰动在所难免，使测试效果不甚理想。自钻式旁压仪具有自钻功能，当钻到预定深度后进行旁压试验，旁压器周围土体的应力状态基本保持原位的应力状态，这是它的优点。由于设备繁杂，操作技术较为复杂，人员要经过培训方可上岗，但所获得的资料仍需有丰富的使用经验方可取得较好的使用效果。因此，推广情况不及预钻式旁压仪。

第二节　仪 器 设 备

一、预钻式旁压仪

预钻式旁压仪设备比较简单，由旁压器，压力与体积控制装置及导管等三部分组成，见图4-7-1。

1.旁压器

为圆柱形骨架，外部套有密封的弹性橡皮膜。一般分上、中、下三个腔体，中腔为主腔（测试腔），上、下腔以金属管相连通，为护腔，与中腔隔离。测试时，高压水从控制装置经管路进入主腔，使橡皮膜发生径向膨胀，压迫周围土体，得主腔压力与体积增量的关系。与此同时，以同样压力水向护腔压入，这样，三腔同步向四周变形，以此保证主腔周围土体的变形呈平面应变状态。

2.加压稳压装置和变形量测装置

变形测量装置是测读和控制进入旁压器的水量，加压稳压装置为控制向旁压器施加压力。如图4-7-1所示，测管和辅管都是有机玻璃管，最小刻度1mm。加压稳压装置为高压氮气瓶及贮气罐及相应的量表等。

3.管路主要是两根注水管及两根导压管。

二、自钻式旁压仪

自钻式旁压仪主要有英国剑桥型及法国道桥型。英国剑桥型旁压仪由探头（包括钻进器和旁压器）、液压地面升降架系统、钻进器的驱动系统、泥浆循环系统、压力控制系统和数据采集系统等五部分组成。旁压器为单腔，其中央为导水管用以疏导地下的泥浆。此外，在弹性膜外加一层能扩张的金属保护套，见图4-7-2。由地面的动力设备转动钻杆，回转带动钻进器转

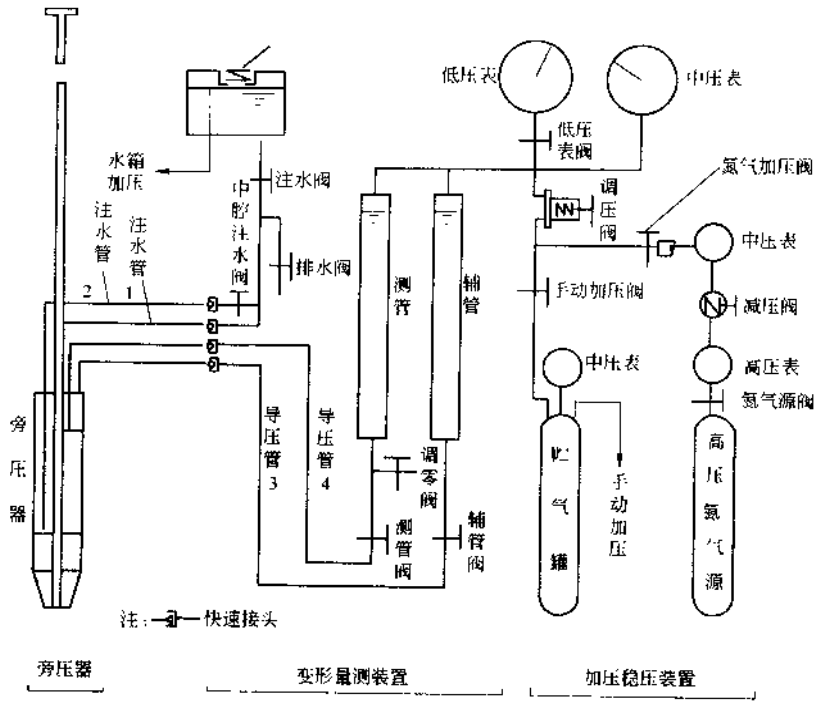


图 4-7-1　旁压仪管路(结构)图

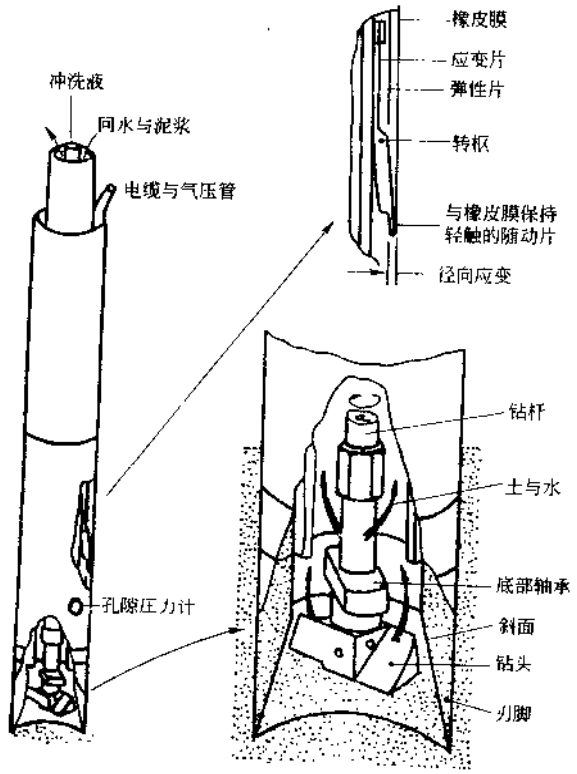


图 4-7-2　剑桥探头构造图

动，在刃脚内破碎土体，并藉循环水将切碎的土屑输送到地面，旁压器下放至试验深度。钻进速度可以按土类加以选定，对不同土类可按表 4-7-1 选择。

钻进速度建议值　　表 4-7-1

土类及状态	流塑粘土	软塑粘质土	软塑粘质土	可塑、硬塑粘质土	可塑、硬塑粘土	密实砂
速度 (m/min)	1.2	1	0.65～0.5	0.65～0.5	0.0～0.1	0.2～0.1

第三节　一般技术要求

一、测试设备的率定

测试设备的率定是保证旁压试验正常进行的前提，率定共包括两项内容：弹性膜约束力及仪器综合变形的率定。

1.弹性膜约束力的率定

率定的目的是确定在某一体积增量时消耗于弹性膜本身的压力值。率定前，要先使弹性膜预膨胀 5 次，之后旁压器中腔的中点与量管水位齐平，使弹性膜呈不受压的状态，之后开始率定。率定时，按试验的压力增量逐级加压，并按试验的测读时间记录测管水位下降值（或体积扩张值）。最后绘压力 p 与水位下降值 S 的 $p—S$ 曲线，见图 4-7-3。

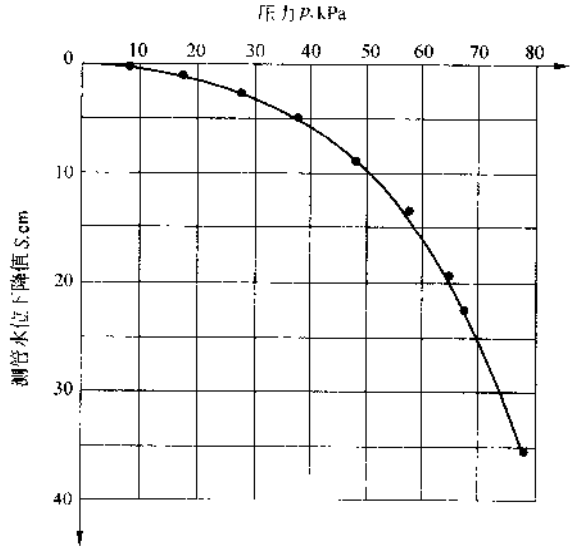


图 4-7-3　弹性膜约束力校正曲线

2.仪器综合变形值的率定

率定量管中的液体在到达旁压器主腔以前的体积损失值。此损失值主要是测管及管路中充满受压液体后所产生的膨胀。率定前将旁压器放在一内径比旁压器外径略大的厚壁钢管内，使旁压器在侧限条件下逐级加压，压力增量一般为 100 kPa，加压 5～7 级后终止试验。在各级压力下的观测时间与正式试验一样（即 15、30、60、120s），测量压力与扩张体积的关系，通常为直线关系。取直线的斜率为综合变形校正系数 α。

$$\alpha = \Delta s/\Delta P \tag{4-7-1}$$

见图 4-7-4。

二、充水和除气

旁压仪的充水和除气要仔细进行，所用的水应是蒸馏水或无气的冷开水。具体的操作方法是：向水箱施压，打开各阀门，使水自水箱注入各个腔室，并返回量管及辅管。在此过程中排除旁压器和管路中的气泡。如气泡未除净滞留在腔室和管路内，则在压力作用下气泡压缩，使测试结果不正确。

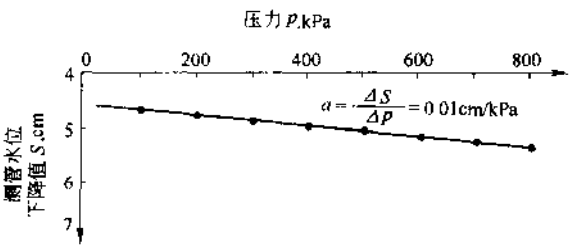


图 4-7-4　仪器综合变形校正曲线

三、调零

调零就是确定试验前的初始值，以此时的水位及压力做为“零读数”，测读试验时的变化量。作法是把旁压器抬高到使中腔的中点与量管的零位齐平，打开调整阀，并密切注意水位的变化，当水位下降到零时，立即关闭调零阀、量管阀和辅管阀，记录下初读数，然后放下旁压器。此时，弹性膜处于不膨胀状态。

四、保证钻孔质量是试验成败的关键

对预钻式旁压试验，要求尽量减少孔壁土的扰动，使钻孔截面为完整的圆形，其孔径应略大于旁压器外径，一般大 2～8mm。对孔壁稳定性差的土层，宜采用泥浆护壁。成孔后应尽快进行试验以免缩孔，间隔时间一般不宜超过 15min。

对自钻旁压试验，钻头离刃口的距离、钻头的转速、钻进进尺速度，泥浆压力和流量应做合理的选择，才能达到最佳的效果。在粘性土中，自钻式旁压仪自钻就位后，会有一定的超孔隙压力出现，应静待消散(1～2h)，然后才能开始进行试验。

五、旁压试验的加荷等级和变形稳定标准

加荷等级一般为预计极限压力的 1/8～1/12。各级压力增量可相等，也可不等。如不相等，为准确的确定 p_0 及 p_f 的需要，可在初始段和由似弹性阶段向塑性阶段过渡时，压力增量可小些。

变形稳定标准，即指每级压力下测体积变化的观测时间。目前，国内均采用 1～3imin，读数时间用 15、30、60、120s。按此稳定标准，既使是粘性土也处于不排水状态。

第四节　试验资料整理与特征值的选定

一、压力与测管水位下降的校正

绘 p—S 曲线前，要对原始资料进行整理，主要是对压力和测管水位下降值进行校正。校正公式如下：

(一)压力校正公式为:

$$p = p_m + p_w - p_i \tag{4-7-2}$$

式中:p——校正后的压力,kPa;

p_m——压力表读数,kPa;

p_w——静水压力,kPa;

p_i——弹性膜约束力,可查弹性膜约束力校正曲线,kPa。

对式中 p_w 的计算应考虑无地下水和有地下水两种条件,见静水压力计算示意图 4-7-5。

1.无地下水时

$$p_w = (h_o + z)\gamma_w \tag{4-7-3}$$

2.有地下水时

$$p_w = (h_o + h_w)\gamma_w \tag{4-7-4}$$

式中:h_o——测管水面离孔口的高度,m;

z——地面至旁压器中腔中点的距离,m;

h_w——地下水位离孔口的距离,m;

γ_w——水的密度,g/cm³。

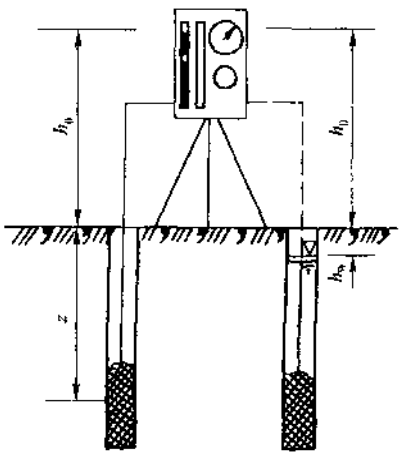


图 4-7-5 静水压力计算示意图

(二)测管水位下降值校正公式如下:

$$S = S_m - (p_m + p_w) \cdot \alpha \tag{4-7-5}$$

式中:S——校正后的测管水位下降值,cm;

S_m——实测测管水位下降值,cm;

α——仪器综合变形校正系数,cm/kPa;

其他符号同前。

二、绘制旁压曲线

绘制压力 p 和测管水位下降值 S 曲线。国外常用 p—V 曲线代替 p—S 曲线,V 为测管内水的体积变化量。由 p—S 曲线经换算后绘 p—V 曲线。换算公式为:

$$V = S \cdot A \tag{4-7-6}$$

式中:V——换算后的体积变形量,cm³;

A——测管内截面积,cm²;

S——测管水位下降值,cm。

由此可绘预钻式旁压曲线 p—V 曲线,见图 4-7-6。图中蠕变曲线为 p—$V_{60'\text{-}30'}$,其中 $V_{60'\text{-}30'}$为该压力下经 60s 与 30s 的体积差。

由此图可以看出 p—V 曲线可分为三段:

①段—首曲线段为初步阶段;

②段—似弹性阶段,压力与体积变化量大致成直线关系;

③段—尾曲线段处于塑性阶段,随压力的增大,体积变化量迅速增加。

由此可以确定三个压力特征值:

1.原位水平土压力 p_o 值,直线段延长与纵轴相交于 V_o',与 V_o'对应的压力为 p_o。

2.临塑压力 p_f 值,直线段的终点所对应的压力为 p_f。

3.极限压力 p_l,趋向与纵轴平行的渐近线时所对应的压力 p_l。

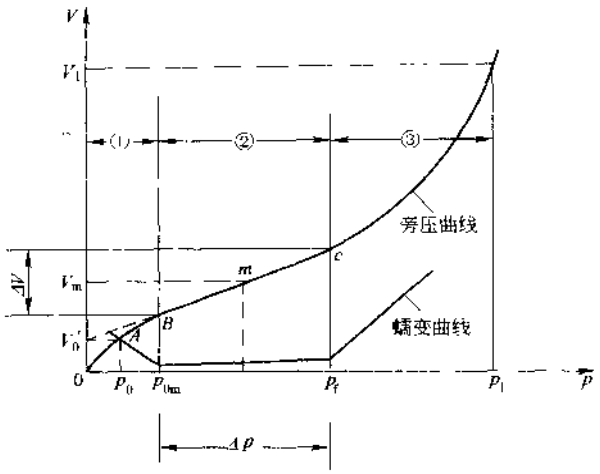


图 4-7-6 p—V 旁压曲线

对自钻式旁压试验可得 p—X 曲线。对旁压器加压方式的不同，X 的含意也不同。英国剑桥型为气压式，X 指应变 $\varepsilon=\left(\frac{\Delta\gamma}{\gamma_0}\right)$，法国道桥型液压式指 $\frac{\Delta V}{V_0}$，应变 ε 与 $\frac{\Delta V}{V_0}$ 有下述关系：

$$\varepsilon=\sqrt{1+\frac{\Delta V}{V_0}}-1\approx\frac{1}{2}\cdot\frac{\Delta V}{V_0} \tag{4-7-7}$$

图 4-7-7 为标准的自钻式旁压曲线。与预钻式旁压曲线相比，二线形状有明显不同。预钻式曲线分为首曲线段、似直线段和尾曲线段，而自钻式曲线只有似直线段和尾曲线段。其原因在于预钻式旁压器与钻孔之间有孔隙，施加较小的压力，弹性膜就有较大的变形。p_{0m} 是使卸荷膨胀的孔壁土层重新回到原始位置所需的力。自钻式测试前孔壁土层未受扰动，当开始施加压力时，由于土层中存在着原始水平应力（静止侧压力）弹性膜不膨胀，故无首曲线段。当施加压力达到土层原始水平应力时，弹性膜开始膨胀。旁压曲线偏离压力轴，此扁离开始点即为 p_0，即土层原始水平应力。

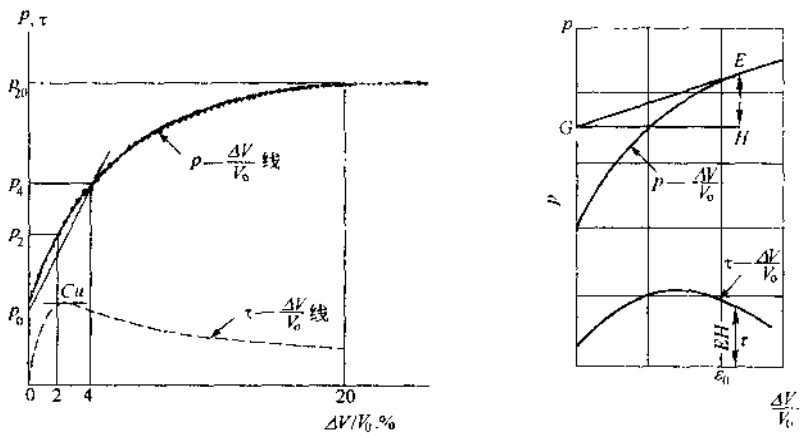


图 4-7-7 p—$\frac{\Delta V}{V_0}$ 曲线

由自钻式旁压曲线 p—$\frac{\Delta V}{V_0}$ 可得下列指标：

1. p_{20}：X = 20%的旁压力，大致相当于预钻式旁压曲线上的极限压力 p_l 值。

2. p_4：X = 4%的旁压力，大致相当于预钻式旁压曲线上的极限压力 p_f 值。

3. p_o：为土的原始水平应力。

4. K_o：为土的侧压力系数：

$$K_0 = (p_0 - u)/rh \tag{4-7-8}$$

式中：u——孔隙压力，kPa；

r——土密度，水下要用浮密度，kN/m^3；

h——测试点深度，m。

5. 根据等容剪切理论由 $p—\frac{\Delta V}{V_0}$ 推求剪切曲线 $\tau—\frac{\Delta V}{V_0}$，此曲线的峰值即为不排水抗剪强度 C_u 值。$\tau—\frac{\Delta V}{V_0}$ 曲线可由 $p—\frac{\Delta V}{V_0}$ 曲线以作图法求得，见图 4-7-7。在 $p—\frac{\Delta V}{V_0}$ 曲线上任选一点 E 作切线交 p 轴于 G，则 E、G 二点在 p 轴上的差值即为 τ，求出 $p—\frac{\Delta V}{V_0}$ 曲线上各点，即得图 4-7-7 的 $\tau—\frac{\Delta V}{V_0}$ 曲线，此曲线的峰值即 C_u 值。

第五节　影响成果和精度的主要因素

一、成孔质量

对预钻式旁压试验，成孔质量是试验成败的关键，除要求钻孔垂直、横截面呈圆形外，还要：①钻孔大小必须与旁压器直径相匹配；②孔壁土体要尽量少受扰动。成孔质量会影响旁压曲线的形态，见图 4-7-8。图中 b 线是正常的；a 线反映孔径太小或有缩孔现象，试验前孔壁已受挤压，故无首曲线段，无法定 P_o、V_o；c 线有一段很长的首曲线段，说明孔径太大，旁压器的膨胀量相当一部分是在弹性膜与孔壁之间间隙产生的；d 线反映成孔过程中孔壁土体被严重扰动，扰动土层被压缩占较多的体变量。

对自钻式旁压试验而言，钻头与切消器刃脚底边的相对位置对孔壁土层的扰动与否有密切关系。应根据地层情况加以调整，土层愈软二者距离愈大，对硬塑土层和密实砂，则两者调至齐平，甚至钻头超前。

二、加压方式

对预钻式，加压等级选择不当会影响试验参数的确定，如过密则试验历时过长，过稀则不易获得 p_0 及 p_f 值。加荷速率（或相对稳定时间）反映了排水条件，采用 1、2、3min 的加荷速率称快速法，5、10min 为慢速法。不同的加荷速率对极限压力值影响较大。一般用快速法。

对自钻式旁压试验，对成果的取值标准没有一致的看法，故法国道桥研究中心人为规定以 $\frac{\Delta V}{V}$ = 20%的压力定为 p_l，按 4%定 P_f。土类差别很大，以统一的标准求 p_f 及 p_l 是否合适，尚须验证。

三、孔壁土层扰动的影响

孔壁土层扰动对自钻式旁压试验成果有很大影响，其影响程度可通过比较自钻式与预钻

式旁压曲线的特征值加以了解。

法国曾在同一地点、同一深度做二类试验，结果见图 4-7-9。由图看出：

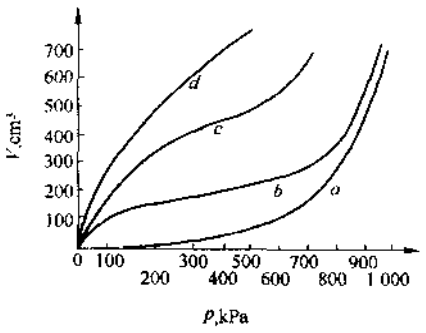


图 4-7-8 成孔质量对旁压曲线的影响

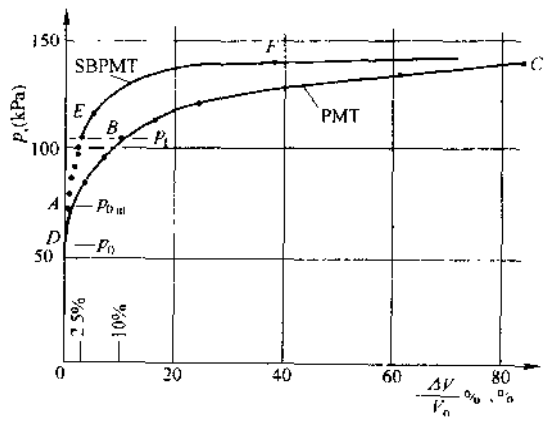


图 4-7-9 自钻式与预钻式旁压试验比较

1. 自钻式(SBPMT)p_0(55kPa)小于预钻式(PMT)的 p_{0m}(73kPa)；

2. 两者的 p_f 值很接近，但其应变差别很大，故两者的旁压模量大不相同，自钻式的模量明显大于预钻式的(对粘土约大 2～6 倍)。

3. 两者的 p_l 很接近。

第六节 成果的应用

一、旁压模量 E_M

旁压模量是反映土层中应力与体积变形关系的一个重要指标，其值与直线段的压力增量与体积增量之比值呈正比。E_M 值可由旁压曲线的直线段求出：

$$E_M = 2(1+\mu)(V_c + V_m)\cdot\frac{\Delta p}{\Delta V} \tag{4-7-9}$$

式中：E_M——旁压模量，kPa；

Δp——旁压曲线中的直线变形段的压力增量，kPa；

ΔV——相应于 Δp 的体积变化增量，cm^3；

V_m——平均体积增量(取旁压试验曲线直线段两端点间压力所对称的体积增量的一半，参见图 4-7-6)，cm^3；

V_c——旁压器中腔初始体积，cm^3；

μ——土的泊松比。

变形模量 E_0 反映了土层在垂直方向上的压缩性质，是沉降计算中常用的参数。旁压模量是在侧向加荷条件下，综合反映了土层在水平方向上压缩与拉伸性能。梅那德用土的结构系数将旁压模量和变形模量联系起来，得：

$$E_M = \alpha E_0 \tag{4-7-10}$$

式中：α——土的结构系数，是土类型和 E_M/p_l 的函数，见表 4-7-2。

土的结构系数 α　　表 4-7-2

土类 \ E_M/p_1 土的状态		超固结土	正常固结土	重塑土
泥炭	E_M/p_1			
	α		1	
粘土	E_M/p_1	>16	9~16	7~9
	α	1	2/3	1/2
粉砂	E_M/p_1	>14	8~14	
	α	2/3	1/2	1/2
砂	E_M/p_1	>12	7~12	
	α	1/2	1/3	1/3
砾石和砂	E_M/p_1	>10	6~10	
	α	1/3	1/4	1/4

上式的建立为利用旁压测试结果来计算沉降问题提供了可能。

二、土类的区分与物理状态的确定

依 E_M/p_1^* 值进行土类区分。E_M 为旁压模量，p_1^* 为净极限压力，其定义为：

$$p_1^* = p_1 - p_o \tag{4-7-11}$$

对粘性土　　$12 < E_M/p_1^*$　　(4-7-12)

对砂土　　$7 < E_M/p_1^* < 12$　　(4-7-13)

按 Baguelin 的经验，可由表 4-7-3 确定粘性土的稠度状态，按表 4-7-4 确定砂土的紧密程度。

用 p_1^* 判定粘性土稠度状态　　表 4-7-3

稠度状态	流塑	软塑	可塑	硬塑	很硬	坚硬
p_1^* (kPa)	0~75	75~50	150~350	350~800	800~1600	>1600

用 p_1^* 判定砂土紧密程度　　表 4-7-4

密实度	很松	疏松	中密	密实	极密
p_1^* (kPa)	0~200	200~500	500~1500	1500~2500	>2500

三、强度参数

可提供粘性土不排水抗剪强度 C_u 值：

$$C_u = p_f - p_0 \tag{4-7-14}$$

梅那德提出如下计算公式：

$$C_u = p_1^*/5.5 \tag{4-7-15}$$

式中：p_1^*——净极限压力 $p_1^* = p_1 - p_{oc}$

四、侧压力系数 K_0

$$K_o = p_o/\gamma z \tag{4-7-16}$$

式中：γ——土容重，kN/m^3；

z——旁压器中心点至地面的土桩高度，m。

五、地基承载力标准值 f_0

常用的有两种方法：

1.临塑压力法

$$f_k = p_f - p_0 \tag{4-7-17}$$

2.极限压力法

$$f_k = (p_l - p_0)/F \tag{4-7-18}$$

式中：p_0、p_f、p_l——土的静止侧压力、临塑压力、极限压力，kPa；

F——安全系数，一般取 2。

江苏常州市建筑设计院从 10 组载荷试验与旁压试验的对比中得出，旁压试验与载荷试验的承载力之比为 0.85～1.15 之间。铁道科学研究院西北所做了 26 组对比试验，得旁压试验与载荷试验的承载力之比为 0.90～1.42，说明二者结果相当一致。

六、确定单桩轴向容许承载力

Baguelin 用下式估算桩的容许承载力：

$$[q] = p_l/3 \tag{4-7-19}$$

$$[f] = p_l/20 \tag{4-7-20}$$

式中：$[q]$——桩端容许承载力，kPa；

$[f]$——桩侧容许承载力，kPa；

p_l——旁压极限压力，kPa。

七、均质土地基的沉降计算

梅那德将基础下土体按其变形状态分成Ⅰ、Ⅱ两个区，Ⅰ区为紧靠基底，直径为基础宽的半球，该区沉降主要是土体的压缩，可按弹性理论用变形模量 E_0 计算，近似用旁压模量 E_M 计算。Ⅱ区为半球以外的区域，为等容剪切区（只有剪切变形，无体积变化），其沉降可用 E_M 计算，总沉降为两区沉降之和，即：

$$s = \frac{\lambda_I \alpha}{4.5E_M} p \cdot R + \frac{2\lambda_{II}}{4.5E_M} R_0 \left(\frac{R}{R_0}\right)^{\alpha} p \tag{4-7-21}$$

式中：λ_I、λ_{II}——基础形状系数，见表 4-7-5；

α——土的结构系数，见表 4-7-2；

R——基础半径或半宽；

R_0——基础参考半宽，定为 30cm；

p——基础底面处净压力。

基础形状系数　　表 4-7-5

L/B	圆形	1	2	3	4	5
λ_I	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_{II}	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

上式适用于 $R > 30$cm，且埋深 h 与基础宽 B 之比大于 1 的情况。当 $h/R < 1$ 时，计算沉降值应增大 β 倍，β 是 h/B 的函数，可按 $\beta = 20 - 20(\frac{h}{B})$ 计算；当 $R < 30$cm 时，用 $R = R_0$ 计算。

第八章　波速测试

在土动力分析计算中，需要地层的动弹性模量 E_d 及动剪切模量 G_d。在原位测定场地地层的剪切波速，由此计算动弹性模量及动剪切模量被认为是最可靠的方法之一。

波速试验的目的是测定剪切波（S 波）在地层中的传播时间，由已知的相应传播距离计算出波在土层中的传播速率，间接推导出土体在小应变（$10^{-4}\sim10^{-6}$）条件下的动力参数。

由于测定剪切波的波速，即可用弹性理论直接计算剪切模量，此外，地下水的存在对剪切波波速不产生明显的影响。所以，通常是测剪切波波速确定土的动力特性。

测试方法中，常用跨孔法、单孔法，在有条件的地方也可用稳定振动法（又称面波法）。

第一节　跨　孔　法

一、原理

在测试场地上，钻取两个平行的钻孔，在其中一孔的不同深处设置振源，在另一孔的相应深处放置检波器。试验时激发振源，在另一孔检波器接收由振源发出的并经过土体的剪切波，由示波器记录下来，由此测出剪切波自激发至接收的时间间隔 Δt，根据平等钻孔的间距 Δx，即可算得剪切波在土中的传播速度 v_s，其计算公式为：

$$v_s = \frac{\Delta x}{\Delta t} \qquad (\mathrm{m/s}) \tag{4-8-1}$$

此方法应用最普遍，特别对均匀土层是一种很有用的方法，常用于多层地层的场地条件。

二、试验设备

试验设备包括激发装置和接收装置两部分。

由于钻孔波速试验主要是测出场地地层的剪切波波速，要求振源能产生足够的剪切波能量，仰制压缩波能量，必须使振源产生的剪切波与压缩波能量比要尽可能的提高，故常采用能反复激振，并能反向冲击的机械振源装置（又称剪切波锤）。该装置是一种可以在钻孔壁固定的锤，如图 4-8-1 所示。其中间为一圆柱体油缸，有油管与地面加压装置联接，加压后，活塞推动两侧翼板外伸，与孔壁紧密接触，使装置固定在孔壁上，有一环形锤穿过圆柱体油缸，当用钢丝绳拉动或放松环形锤时，就上击或下击圆柱体，使孔壁发生剪切波。有时也可利用

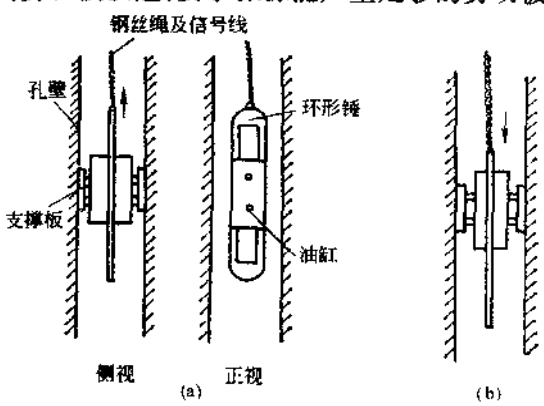


图 4-8-1　孔内锤击装置示意图

钻具作为激发装置，如图 4-8-2 所示。

信号接收装置常包括三部分：检波器、放大器及记录器（示波仪）。

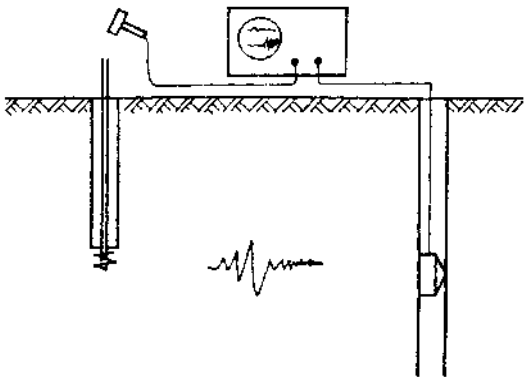


图 4-8-2　用钻具激振示意图

三、技术要点

1. 震源孔与技术孔应力求平行，以便计算不同深度处的钻孔间距。为了准确地算出各测点的直达波传播距离，当孔深大于 15m 时，须用测斜仪对各试验孔进行倾斜度的测量。

2. 钻孔的平面布置可用二孔也可用多边形，即一孔激发，多孔接收。原水利部规范提出，由于振源触发器开关的延迟以及波的传播路径改变等因素的影响，所产生的计时误差无法估算，影响了波速值的准确度，因而建议每组试验采用 3 个钻孔，并布置在一条直线上，如图 4-8-3 所示，取间隔速度值，则排除了震源装置等一系列因素的影响。这种间隔速度值的准确度完全满足工程的要求。

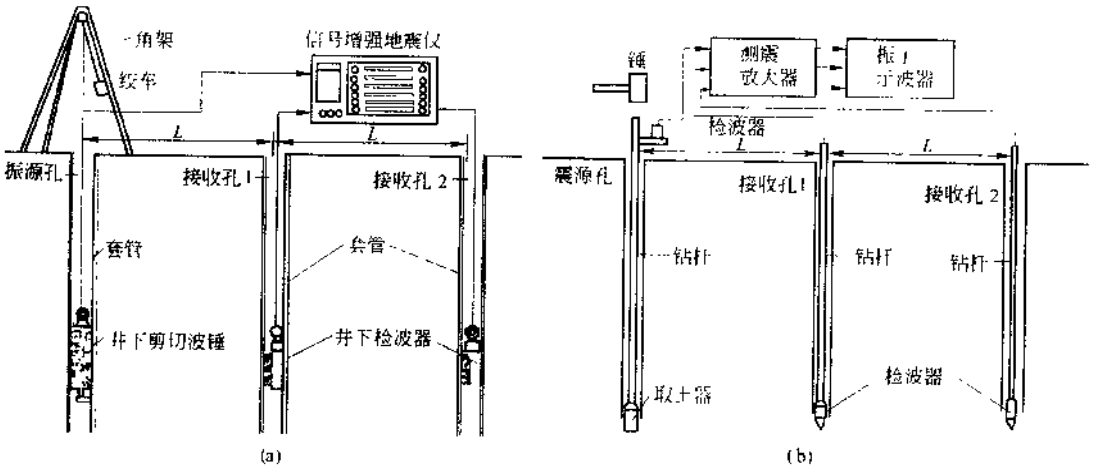


图 4-8-3　试验布置示意图

（a）下套管；（b）不下套管

3. 钻孔间距应根据测试精度、锤击能力、土层均匀性等因素确定，一般以 4～5m 为宜。当土层较厚而均匀，锤击能量大时，间距可适当加大，这样钻孔不平行的影响较小，精度较高。

4. 将钻孔钻好后，在孔内安置塑料套管（内径 76～85mm，壁厚 6～7mm）。在钻孔壁与套管的间隙内灌浆，采用循环高压泥浆泵，通过放在孔底的灌浆管，从孔底向上灌浆，直到灌满孔壁与套管的间隙，待灌浆 3～6 天后方可进行测试。

5. 钻孔中测点的布置应考虑地层的情况。如事先了解地层分布，可等间隔布置，一般以 1.5～2.5m 为宜。为降低波折射的干扰程度，故第一个测点深度宜设在孔口以下 0.4 倍孔距处在软硬土层交界面处，应布置在硬地层中，以免测到折射波而不是直达波，如图 4-8-4 所示。

四、资料整理

1. 如实测记录所示，见图 4-8-5。首先要识别和确定剪切波的起始位置。由于剪切波波速小

于压缩波波速，故压缩波先到达，之后才是剪切波。由于剪切波的能量为压缩波的3～4倍，因此峰值明显，但频率比较低，而压缩波峰小而密。取第一个大的波峰的起始点，即为剪切波到达点

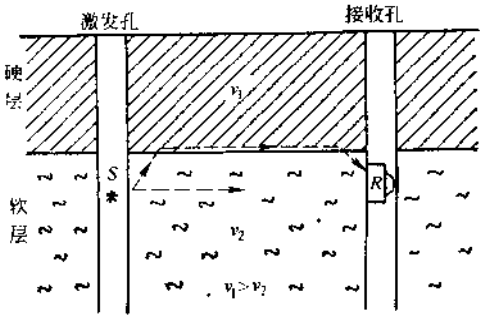


图4-8-4 地层交界处测点布置示意图

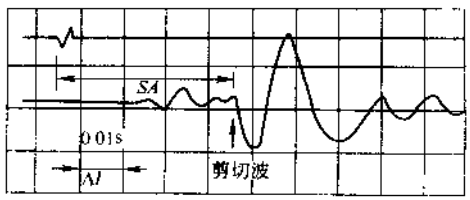


图4-8-5 跨孔法实测波形记录

2.量取由激发信号至剪切波到达点之间的线段长度 SA 和时标线间距 Δl，就可算出历时 Δt，按公式(4-8-2)计算波速 v_s(m/s)。

3.按上式计算动剪切模量：

$$G_d = \rho v_s^2 \tag{4-8-2}$$

式中：ρ——质量密度，kg/m³；

G_d——剪切模量，kPa。

4.按下式计算动弹性模量：

$$E_d = 2\rho v_s^2(1+\mu) \tag{4-8-3}$$

式中：E_d——动弹性模量，kPa；

μ——动泊松比，通常取粘土为0.42，亚粘土0.35，砂土0.30。

5.绘出 v_p、G_d、E_d 等值与深度的关系曲线，见图4-8-6。

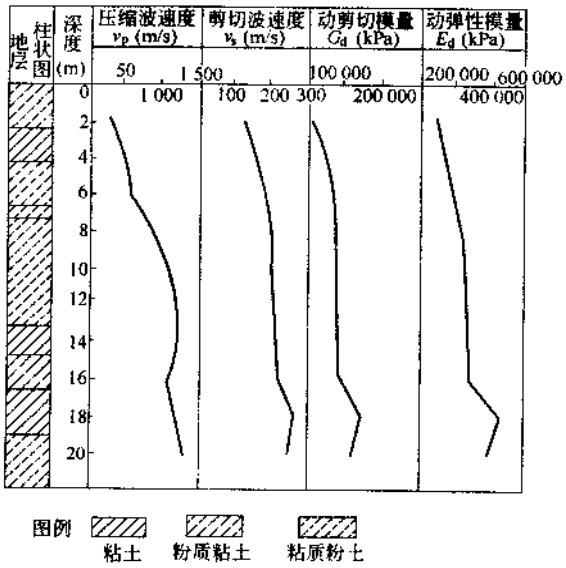


图4-8-6 v_p、v_s、G_d、E_d 随深度变化曲线

第二节　单　孔　法

此法只钻取一个钻孔，可在地面激振，孔底接收，称下孔法；也可孔底激振，地面接收，称上孔法，常采用下孔法。所测得的波速代表地表至测点间土层的平均波速。此方法常用于土层软硬程度变化大的地层，或层次较少的地层中。

如图 4-8-7 所示，常用的振源激发装置是尺寸为 2 000mm × 300mm × 50mm 的木板，木板的长度方向中垂线应对准测试孔中心，孔口与木板的距离宜为 1 ~ 3m，其上放置 400kg 的重物。当用锤水平敲击木板端部时，木板与地面摩擦而产生水平剪切波。将检波器用扩展装置固定在孔内的不同深度处以接收剪切波。测试应自下而上进行。在每一个试验深度上，应重复试验多次。

资料整理方法与跨孔法相同，根据波形记录，先确定波的传输时间 Δt，再由测点深度与振源与孔口距离计算出波的传输距离 Δx，计算波速 vs 及动剪切模量 G_d。

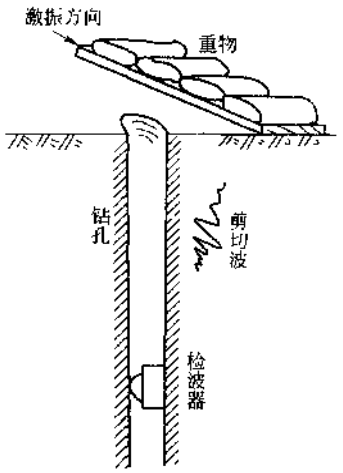


图 4-8-7　单孔检波法示意图

第三节　面波法(又称稳态振动法)

此方法的基本原理是在地表放置一激振器，启动后，在地表施加一频率为 f 的稳态强迫振动，其能量以振动波的形式向半空间扩散，波速可由下式确定：

$$v_R = f \cdot L_R \tag{4-8-4}$$

式中：v_R——强迫振动引起的瑞利波(面波)的速度，m/s；

L_R——瑞利波波长，m。

由上式可知，当频率一定时，只要测出波长，就可算出波速。瑞利波波速反映了深度为一个波长的土层的平均值，其值比剪切波速略小，可以下式换算：

$$v_s = \frac{v_R}{95} \times 100 \tag{4-8-5}$$

此方法不需打孔，适宜于均匀、单一地层，但测试深度较浅，当激振频率在 20 ~ 30Hz 以上时，测试深度 3 ~ 5m。

一、试验设备

激振器有两类，机械式及电磁式。

机械式激振器是通过一对偏心块，相向旋转而产生定向振动力。激振器由电动机带动，由可控硅调速器控制，使激振器按一定转速旋转，其激振力随频率的改变而改变。电磁式激振系统由频率计输出一定频率的电信号，经功率放大器放大后，输入电磁激振器线圈，使其产生一定频率的振动。

拾振系统由三部分组成：传感器、放大器和示波器。

二、操作要点

1.以振源作为测线零点，在振源一边布置 2～3 检波器，如图 4-8-8 所示。

2.当激振器以一定的频率 f_1 作稳态激振时，示波器中可能会出现不同相位的振动波形，如图 4-8-9(a)所示。这表明两检波器的间距不等于波长 L_R，移动任一检波器，至示波器中出现同相位的振动波形，见图 4-8-9(b)。

3.量出检振器的间距，即为一个波长的长度 L_R。

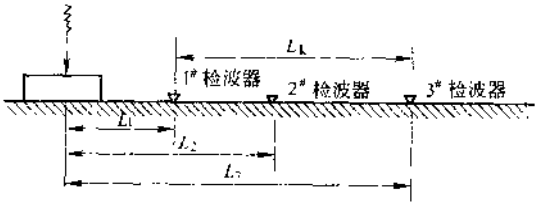


图 4-8-8 面波法(稳定振动)布置图

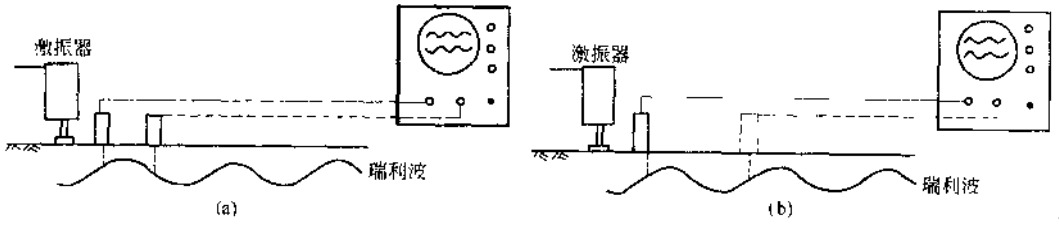


图 4-8-9 稳态振动法原理图

(a)二个传感器不在同相位处；(b)二个传感器相位差 2π

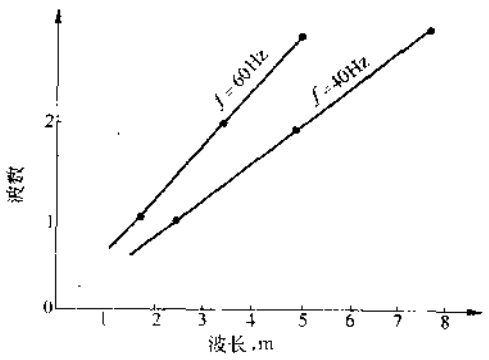


图 4-8-10 稳态振动法波数—波长图

4.在同一频率下移动检振器至两个波长、三个波长处，进行测试，测试应重复多次。

三、资料整理

1.将原始实测资料制成波数—波长长度图，如图 4-8-10 所示

2.通过对同一频率的各点取直线或取平均值算出每一频率的波长长度 L_R：

$$L_R = \frac{\text{波长长度和}}{\text{波数总和}}$$

3.由公式(4-8-4)、式(4-8-5)定 v_R 及 v_s，再计算动弹性模量 E_d 及动剪切模量值 G_d。

参考文献

1 土工试验规程，水利部行业标准．SL237—1999

2 岩土工程勘察规范．建设部，GB 50021—94

3 建筑地基基础设计规范．建设部，GBJ 7—89

4 地下铁道、轻轨交通岩土工程勘察规范．建设部，GB 50307—1999

5 地基动力特性测试规范．建设部，GB/T 50269—97

6 港口工程地基规范，交通部，JTJ250—98

7 堤防工程地质勘察规范．水利部，ST/T188—96

8 静力触探技术规则．铁道部，TBJ37—93

9 铁路工程地基土十字板剪切试验规程．铁道部，TB10051—97

10 岩土工程手册．北京：中国建筑工业出版社，1994

11 软土处理手册．北京：中国建筑工业出版社，1988

12 工程地质手册．北京：中国建筑工业出版社，1992

13 唐贤强等．地基工程原位测试技术．北京：中国铁道出版社，1993．

14 孟高头．土体工程勘察原位测试及其工程应用．北京：中国地质出版社，1992

15 姜扑主编．现代土工测试技术．北京：中国水利水电出版社，1997

16 唐贤强，叶启民．静力触探．北京：中国铁道出版社，1981

17 张诚厚．孔压静力触探应用．北京：中国建筑工业出版社，1999

18 弗·巴居兰编．旁压仪和基础工程．卢世深译．北京：人民交通出版社，1984

19 张诚厚，袁文明，戴济群．高速公路软基处理．北京：中国建筑工业出版社，1997

20 曹健人，方涤华．现场测定软粘土抗剪强度的十字板剪力仪试用报告．南京：南京水利实验处，1955

21 标准贯入试验．南京水利实验处．S_b004—53

22 邹思楙，吴国壁．土的物理力学性指标之间的相互关系．南京：南京水利科学研究所，1958

23 朱勤顺，陈绪照．电阻应变测量技术在十字板剪切仪中的应用．南京：南京水利科学研究所，1964

24 盛崇文，马梅英，张诚厚．余姚江岸坡滑动分析．南京：南京水利科学研究所，1965

25 马梅英．广东文冲船厂修船码头施工期开挖边坡稳定研究．南京：南京水利科学研究所，1965

26 张启岳等．软粘土海堤地基的稳定分析（莆田海堤试验段）．南京：南京水利科学研究所，1965

27 林孔锴，王盛源．浙江舟山大成塘海堤试验段总结．南京：南京水利科学研究所 1966

28 张宏宇．宁波英雄水库软基筑坝试验研究报告．南京：南京水利科学研究所，1973

29 马梅英．石浦渔港驳岸滑坡段地基的稳定分析．南京：南京水利科学研究所，1970

30 林孔锴．海淤土地基现场十字板剪切强度与筑提的稳定分析．南京：南京水利科学研究所，1980

31 林孔锴．浙江温岭东海塘试验堤技术总结．南京：南京水利科学研究所，1980

32 张诚厚,汪兆京.上海立丰船厂修船码头岸坡稳定研究.南京:南京水利科学研究所,1980
33 方永凯,张鲁年,孟广训,郑培成.振冲法加固塘沽软粘地基试验研究.南京:南京水利科学研究所,1980
34 盛崇文,王盛源,方永凯,郑培成.南通天生港电厂地基用碎石桩加固及其观测.南京:南京水利科学研究所,1982
35 王盛源,孟广训,郑培成,盛崇文.宁夏大武口电厂地基加固现场试验报告.南京:南京水利科学研究所,1982
36 张诚厚,黄康理.南京炼油厂石埠桥油罐地基土工程特性的试验研究.南京:南京水利科学研究院,1996
37 张诚厚,戴济群,黄康理.同三国道宁波市境高速公路试验段软基试验研究总报告.南京:南京水利科学研究院,1998
38 张诚厚,Gert Greeuw.由孔压圆锥消散试验测定固结系数的方法.岩土工程学报,1991(Vol.13, No.2):51-62
39 黄康理,张诚厚.用孔压静力触探试验测定宁波软粘土的固结系数.南京:南京水利科学研究院,1997
40 曾国熙,石湘淼,杜湖,丁字路两砂井地基土坝工程回顾.地基处理,2001(Vol.12, No.4):3-21
41 Cadling, L. and Odenstad, S., The Vane Borer, Proc. of Royal Swedish Geotechnical Institute, 1950, No.2
42 Skempton, A.W., Vane Tests in the Alluvial Plain of the River F orth near Grangemouth. Geotechnique, 1948, Vol.2
43 Skempton, A.W., The $\varphi = 0$ analysis of stability and its theoretical basis. 2nd ICSMFE. 1948, Vol.1, .72
44 Bjerrum, L., Embankments on Soft Ground, ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Lafayette, Ind., 1972, Vol.2, pp.1 ~ 54
45 Richards, A.F., Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies., STP. 104 ASTM, 1988
46 Robertson, P.K. and Campanella, R.G., Guidelines for Geotechnical Design using the Cone Penetrometer Test and CPT with Pore Pressure Measurement, 1984. The University of British Columbia
47 Campanella, R.G., Recent Developments in In-situ Testing of Soils, Proc. of the XI ICSMFE, 1985, Vol.2, pp.849 ~ 854
48 Campanella, R.G., Robertson, P.K., and Gellespie, D., Cone Penetration Testing in Deltaie Soils, Canadian Geotechnical Journal, 1980, 20(1), pp.23 ~ 25
49 Zhang Cheng-Hou, Gert. Greeuw., A New Classification Chart for Soft Soils using the Piezocone Test, Engineering Geology, 1990, Vol.29, pp.31 ~ 47
50 Zhang Cheng-Hou, On the Determination of the Undrained Shear Strength by Piezozone Testing, Delft Geotechnics, 1988
51 Houlsky, G.T., and Teh, C.I., Analysis of the Piezocone in Clay, Proc. ISOPT-1, 1988, Vol.2, pp.777 ~ 783
52 Lunne, T. and Kleven, A., Role of CPT in North Sea Foundation Engineering, N.G.I.

1982, Pub, No.139

53 Bjerrum, L., Problems of Soil Mechnics and Construction on Soft Clays, Proc of 8th ICSMFE, 1973, Vol.3, pp.111 ~ 159

54 Janbu, N. and Senneset, K., Field compressometer-Principles and Applications, Proc. of 8th ICSMFE, Vol.1-1, pp.191 ~ 198

55 Behpoor, L. and Ghahramani, A., Correlation of SPT to Strength and Modulus of Elasticity of Cohesive Soils, Proc of XII ICSMFE, Vol.1, pp.175 ~ 178

56 Schmertmann. J. H., Measurement of In-situ Shear Strength, Proc. of The Conf. on "In-situ Measurement of Soil Properties", 1975, Vol.2, pp.57 ~ 138

第五篇　离心模型试验

第一章 概 论

第一节 模型试验的意义

关于模型的意义，我国著名学者华罗庚、宋健有非常经典的论述：

我们把一切客观存在的事物及其运动形态统称之为实体。在自然科学中，定量研究实体特征的普遍而有成效的方法是模型法。在经典力学、量子力学、化学和近代物理学中历来如此，罕有例外。近年来，人们用模型法去研究社会领域中的一些现象，在政治、经济、军事、生态、人口等方面都有成功的范例。模型是对实体的特征和变化规律的一种定量的抽象，而且是对那些所要研究的特定的特征的定量的抽象。模型能在所要研究的主题范围内更普遍、更集中、更深刻地描述实体的特征。通过建立模型而达到的抽象反映了人们对实体认识的深化，是认识论的一个飞跃。

然而，模型不是实体本身，不能等同于实体……任何实体都有数不清的特征，无穷尽的层次，模型不可能描述一切。能反映实体一切特征和运动规律的东西不是模型，而是实体本身。

……

有人责备模型不能完全表达实体的一切特征，因而否定模型的价值。这些人不懂得模型的作用不在于也不可能表达实体的一切特征，而在于表达它的主要特征，特别是表达我们最需要知道的那些特征。从这个意义上讲，模型又优于实体，因为模型能更深刻和更集中地反映客观事物的主要特征和规律。

……

在科学实践的过程中，人们只能逐步地、愈来愈多地从真理的长河中获取知识。通过一二次的实践不可能完成全部认识过程，我们只能在实践中逐步改善模型，而不能苛求每个模型都必须精确地表达实体，否则，将使科学工作者寸步难行。在定量研究客观事物时，科学工作者的责任首先是建立模型以抽象实体的主要特征，其次是逐步改进模型使其能愈来愈准确地描述实体……

不懂理论的人常常以为模型就等于实体，或者能完全描述实体；不懂得实践的人又往往以为模型可以一次建成，或者可以一劳永逸地照顾所有可以想象到的因素去无穷逼近实体……实体与模型不吻合处正是科学工作者的用武之地。

以上的论述，对模型与实体（原型）的概念、特点，相互区别与相互关系，以及模型的意义进行了高度概括，富有哲理，对模型模拟科学工作有很强的指导意义。离心模型是岩土力学与岩土工程研究的物理模型方法，借用科学大师的论述作为本篇的开头是非常恰当的。

土工离心模型试验技术是近二三十年迅速发展起来的一项崭新的土工物理模型技术。通过施加在模型上的离心惯性力使模型的容重变大，从而使模型的应力与原型一致，这样就可以用模型反映、表示原型。离心模型是各类物理模型中相似性最好的模型。我国岩土力学研究的开拓者黄文熙先生称“离心模型是土工模型试验技术发展的里程碑”。离心模型方法在国

内外受到广泛的重视，模型试验技术也有了飞速的发展与进步，试验的研究内容已涉及了几乎所有的岩土工程研究领域，它在岩土工程、岩土力学研究中的作用与意义主要表现为以下几个方面：

(1)新现象研究，研究自然现象与复杂工程结构物的工作机理和破坏机理，为建立解释这些复杂现象的理论提供定性依据；

(2)模拟原型，研究实际工程问题，比选验证优化设计方案，了解工程运行状况，预测未来的运行安全性与可靠性；

(3)参数研究，针对某些理论和工程设计中的关键技术参数，用离心模型可以提供非常有用的数据资料，解决工程技术难题；

(4)验证新理论和新方法，用模型试验的结果验证理论与计算方法，检验数学模型；

(5)用于教学与工程师的培训。

到目前为止，许多复杂的岩土工程问题，如非饱和土问题、污染介质的迁移问题、非线性破坏过程、地震反应问题等，运用计算机数值计算仍有不少困难，而模型试验却可以得到直观、清晰的结果。

第二节　离心模型试验技术的发展简史

1869年1月法国人 Edouard Philips 在巴黎科学杂志发表了一篇论文。在文章中 Philips 指出了用弹性理论方法解决复杂结构问题的局限性，提出了模型模拟试验的准则与模型试验的方法。非常重要的是，他认识到在各种不同工程条件下，自重惯性力在模型试验中所起的重要作用，并推导了一个近似的模拟相似准则。通过这一准则，他认识到通过离心机施加离心惯性力，就可以使模型的应力与原型相似。Philips 最初设想的目标是研究法国到英国横跨英吉利海峡的大铁桥，他想用离心模型试验方法来解决英吉利海峡大铁桥的复杂结构力学问题。他甚至还很具体、富有创造性地设计了模型试验的模型比尺为 1:50，在 $50g$ 离心加速度下进行试验。按他的设想这个模型大铁桥的长度将达到 8.6m。Philips 还提出用离心模型试验研究在跨海大铁桥建设中可能遇到的地基基础问题。同年 Philips 把他的这一设想提交给了法国科学院。然而，按照当时的条件这一方法不可能得到实现。这样，一个富有创造性的思想在法国科学院的档案柜里躺了 60 年。60 年后，离心模型才真正开始了它的发展。离心模型的发展过程，大体上可以分为三个阶段：

第一阶段是离心模型试验技术的初创与探索阶段：1931 年美国哥伦比亚大学的 Philip Bucky 发表了用离心模型试验方法研究矿山工程问题的论文。而与此同时，前苏联也进行了更大规模的离心模型试验研究。1932 年前苏联的波克罗夫斯基教授在莫斯科建成了两台离心机，主要用于土石坝与土坡问题的研究。1933 年前苏联水工及水文地质研究所使用半径 110.5cm，最大离心加速度 $50g$ 的离心机为伏尔加工程设计局研究了伏尔加运河引水渠的允许坡降问题，获得成功。同年，在前苏联的军事工程学院还进行了莫斯科地下铁道高尔基车站的隧洞管壁土压力模型试验，他们用薄膜测压计来观测最大土压力分布，用试验结果来校核原设计的土压力计算。之后，斯大林矿业学院、莫斯科治泽学院、全苏铁路建筑、地基、基础设计及土坝科学研究所、巴库建筑材料研究所等都建设了离心机。1950 年前苏联建成了有效半径 2.5m，模型尺寸 80cm × 50cm × 40cm，最大加速度 $250g$ 的土工大型离心机，可能是那个时期规模最大的离心机。从 1932 年之后约 20 年，前苏联先后建设完成了十多台离心机，研究领域涉

及了土坝、土坡稳定、隧洞土压力、运河工程、沼泽软土、矿山工程、挡土墙振动土压力以及土木工程的许多领域。波克罗夫斯基教授在他的文章中曾写到:"离心模型及其理论发展的历史,证明了苏联在20世纪50年代的研究获得了重大成功,并且在土的科学方面解决了一系列重大的实际问题"。他强调要继续发展离心模型技术,指出应当朝着加大离心机尺寸的方向发展。图5-1-1是前苏联建成的土工离心机图片。

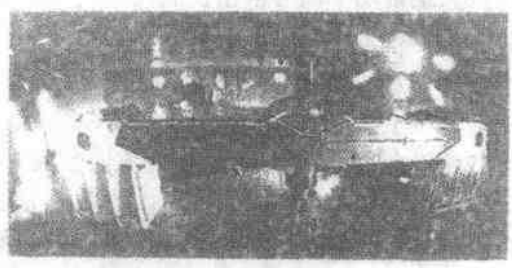


图5-1-1 前苏联建成的土工离心机

尽管早在1933年就有了用同步摄影机来研究土坝变形的方法。但由于当时包括测量技术在内的试验整体水平不高,影响、限制了离心模型技术在岩土力学、岩土工程中应用的步伐。总体而言,20世纪60年代之前的阶段属于初创的探索时期。这一时期前苏联在离心模型试验技术研究方面,从研究的规模、深度、广度等方面都处于世界的领先水平,由于语言以及冷战等方面的原因,世界上多数国家特别是西方国家对前苏联的研究成果不很了解。

离心模型试验技术发展的第二个重要阶段是从20世纪60年代中期开始的,1965年日本大阪市立大学三笠正人教授开始使用半径为1.0m的土工离心机研究软粘土在自重条件下固结特性,此外他还利用离心模型研究地基的承载能力、以及边坡的稳定性。在研究地震对土坝边坡稳定的影响时,他依据边坡稳定计算拟静力法的原理,在离心机里把模型偏转一个角度,非常简便地在模型上施加了等效的地震水平惯性力。在此同时英国剑桥大学的R.N. Schofield教授在一台小离心机上,进行了水位骤降时土坡的稳定性问题研究。1969年,第七届国际土力学与基础工程学术会议(ISSMFE)在墨西哥举行,在会上来自英国、前苏联、日本的学者提交了关于离心模型试验方面的研究论文,研究内容基本上都是土边坡稳定问题。大阪大学和剑桥大学早期建成的土工离心机,分别见图5-1-2和图5-1-3。

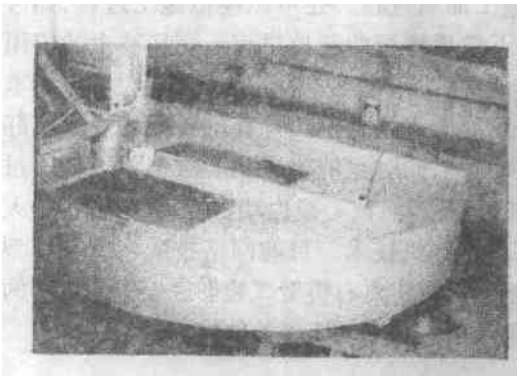


图5-1-2 大阪大学早期建成的土工离心机

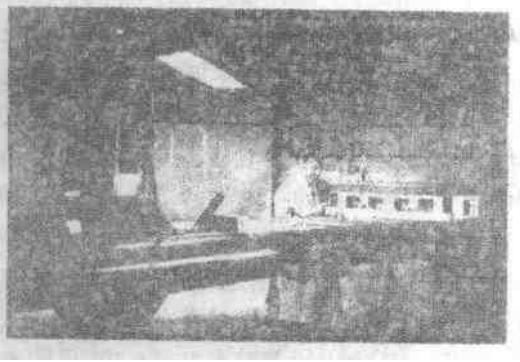


图5-1-3 剑桥大学早期建成的土工离心机

1968年曼彻斯特大学半径1.5m离心机建成。

1969年日本东京工业大学建成两台离心机。

1971年英国曼彻斯特大学半径3m离心机建成。

1973年英国剑桥大学半径4m的离心机建成。

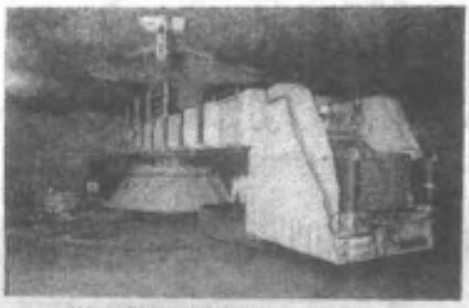
1979年日本运输省港湾技术研究所有效半径4m的大型离心机建成。

到1985年前，世界上有20多个研究小组开展离心模型试验技术研究，分布在英国、美国、日本、法国、丹麦、前联邦德国、意大利、荷兰、中国等10多个不同的国家。1981年国际土力学与基础工程学会成立了离心模型技术委员会，以期扩大在该领域研究中各个国家、机构的联系，促进技术交流。1985年国际土力学与基础工程学会在美国旧金山举办了第一次关于离心模型试验技术的专题学术研讨会，会议出版了离心模型在土力学中应用的第一本论文集。这次会议极大地推动了离心模型试验技术研究的发展，成为离心模型试验技术发展的一个新的起点。

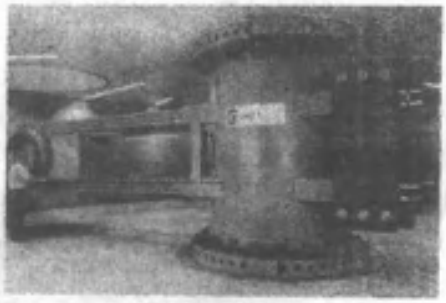
1985年以后，离心模型试验技术进入了一个新的大发展阶段，这个新的大发展是在前两次发展的基础上、在当代高科技新技术飞速发展的条件下形成的。主要有以下几个特点：(1)离心机的建设向着大尺寸、大型化的方向发展。日本运输省港湾研究所、美国科罗拉多大学、加州大学戴维斯分校、德国波鸿鲁尔大学、法国道桥研究中心(LCPC)都建成了大型土工离心机，20世纪90年代初，我国建成了南京水利科学研究院400gt、中国水利水电科学研究院450gt大型土工离心机，1998年美国陆军工程兵师团(U.S. Army Corps of Engineers)建成了容量1256gt的超大型土工离心机，2000年日本的大林组株式会社建成了容量700gt超大型土工离心机和目前最大规模的离心机振动台。(2)微电子等高新技术的发展，为离心模型试验技术提供了重要的技术支撑。早期的离心模型试验只有简单的测量，获得表面变形等少量试验结果，远不能满足试验的要求。20世纪80年代以后，微型传感器等大量微电子新技术成果在离心模型试验中得到应用，通过微型传感器可以获得较为可靠的位移、土压力、孔隙水压力、加速度等结果，通过激光传感器获得结构物的变形，还可以通过X光来探测模型内部土体的变形。用于环境污染研究的多功能探头也获得了成功。(3)大量采用自动机器人、自动机器手等高科技技术。由于高重力场的作用，在离心模型中采用自动机器人的技术难度很大。进入20世纪90年代以后，能模拟各种工程结构的作用力与自然作用力的自动化试验辅助装置，成为离心模型试验技术研究的热点。现在已经可以在离心模型试验中模拟土工建筑物所受到的主要作用力，如地震与波浪等循环动力，通过离心机振动台可以研究地震条件下砂土地基的液化与孔隙水压力的变化规律，模拟路堤、大坝对软弱基础的施工加荷过程。还可以模拟施工过程，如可以模拟桩基础的打桩施工过程，也可以模拟城市地下铁道隧洞的开挖过程。高新技术的应用提高了离心模型试验的技术能力，扩大了研究范围，也越来越受到科学研究与工程设计者的重视。(4)计算机技术的应用为离心模型试验技术的发展插上了翅膀。计算机技术的应用很好地解决了试验数据采集信号通过集流环传输的瓶颈问题，同时也解决了试验数据信号传输过程中容易受到干扰的技术难题。此外离心机的运转过程控制、离心机振动台、各种自动机器人机器手的控制、模型变形图象的数字化处理都应用了计算机技术。目前网络技术在离心模型试验中也得到应用，特别是无线网络技术的应用，将有可能使离心模型试验彻底摆脱集流环的约束，有利于采用新技术，并为在更大范围实现资源共享与交流创造了条件。

国际上已建成的大型土工离心机，见图5-1-4。

值得一提的是中国在离心模型试验技术发展过程中所起的作用。由于历史的原因，我国早在20世纪50年代中就已经开始接触了解离心模型试验方法在模拟土工建筑物性状和研究土力学基本理论等方面的重要作用和巨大潜力，并开始研究离心模型试验技术的基本理论与基本方法，中国水利水电科学研究院收集了一些资料，进行了建置离心机的可行性初步论证；长江水利水电科学研究院在前苏联专家的协助下也曾经计划筹建容量为400gt的大型土工离心机；南京水利科学研究院土工研究所曾就离心模型试验的基本理论开展了专题研究，提出了



美国加州大学戴维斯分校，半径9米



荷兰代尔夫特土工所



法国道桥研究中心 (LCPC)



美国科罗拉多大学



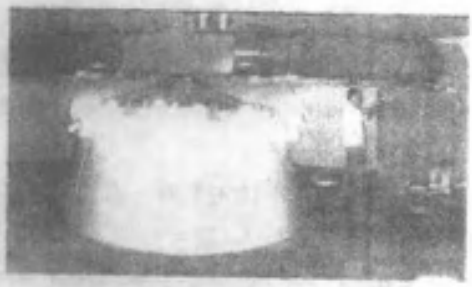
日本土木研究所



香港科学技术大学



美国陆军工程兵师团



南京水利科学研究院

图 5-1-4　国际上已建成的大型土工离心机

数篇研究报告。然而由于当时客观条件的限制，直到20世纪80年代我国才开始进行离心机建设工作。

从20世纪80年代开始，20多年来我国先后建成了：南京水利科学研究院400gt、50gt、5gt大中小型土工离心机，中国水利水电科学研究院450gt大型土工离心机，长江水利水电科学研究院180gt大型土工离心机，清华大学50gt中型土工离心机，河海大学30gt离心机，上海铁道学院20gt离心机，成都科技大学20gt土工离心机、西南交通大学等10余台大中小型土工离心机。南京水利科学研究院、清华大学还建成了离心机振动台。目前全世界已建成土工专用离心机约120余台，容量超过200gt的大型土工离心机约为20台，我国有3台。

与国外主要进行工程机理、验证理论的研究内容相比，我国在运用离心模型试验研究解决工程实际问题方面形成了自己的特色，先后结合三峡围堰工程、三峡高边坡稳定、瀑布沟坝基防渗墙、小浪底斜墙堆石坝、天生桥面板坝、京九铁路加筋挡土墙、深圳五湾码头、上海地下铁道、南水北调穿黄隧道工程、苏通长江大桥超长桩基础等国家大型重点工程项目建设完成了大量的研究工作，还开展了加筋土机理、边坡稳定、非饱和土、地震液化、新型大圆筒码头结构、软土地基加固机理、污染物的迁移等方面的基本理论研究。南京水利科学研究院1999年采用计算机网络技术建成的高速数据采集系统，基本与国外同步。

第三节　离心模型的试验原理与特点

一、离心模型是力学相似性最好的物理模型

离心模型是力学相似性最好的物理模型试验方法，主要是从满足相似条件的角度来分析的。从连续介质力学的观点来看，物体的平衡可以用下面的方程来描述：

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + X_i = 0 \tag{5-1-1}$$

从方程可以得到模型与原型的相似条件：

$$\frac{C_\sigma}{C_l C_\gamma} = 1 \tag{5-1-2}$$

式中：C_σ、C_l、C_γ——相似常数，是原型物理量与模型物理量之比，即

$$C_\sigma = \sigma_p/\sigma_m;$$

$$C_l = l_p/l_m;$$

$$C_\gamma = \gamma_p/\gamma_m。$$

为了便于比较，不妨先来看一看常规模型的情况。在常规的结构模型试验中(1g条件)，模型尺寸缩小，即 $C_l = l_p/l_m = n$，如采用原型材料制作模型，则 $C_\gamma = 1$，由式(5-1-2)的相似条件得到，$C_\sigma = \sigma_p/\sigma_m = n$，表示原型应力是模型应力的 n 倍，即模型应力与对应的原型应力不相等。这样当原型的应力超过弹性极限进入塑性变形时，模型还在弹性阶段，因此常规模型试验只在弹性范围内有效，进行塑性非线性试验较为困难，不能进行破坏性试验研究。

在离心模型试验中，模型中的每一点都受到一个比地球重力加速度(g)大 n 倍的离心惯性力，由于离心惯性力场的作用，模型的自重被加大了 n 倍，即 $\gamma_m = n\gamma_p$，便得到在离心机的

离心惯性力场的作用下产生的特殊相似条件 $C_\gamma = 1/n$。把几何条件 $C_l = n$ 代入式(5-1-2)，得到 $C_\sigma = 1$，即离心模型的应力与原型应力相等。因此，离心模型是一个与原型应力相等的"全真型"模型试验方法。它满足主要的关键相似条件，可以进行直至破坏的全过程等应力力学模拟试验，可以直接采用原型材料，比较简捷地实现"全相似"。因此，离心模型试验方法被认为是迄今为止相似性最好的力学模型试验方法之一。

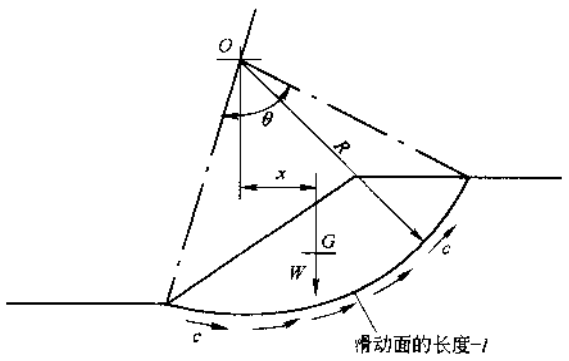


图 5-1-5　土坡的滑动稳定计算分析

下面我们来分析图 5-1-5 中的粘性土坡的施工期稳定问题。采用瑞典圆弧滑动法，考虑快速施工，用 $\varphi = 0$ 方法来计算其安全系数。稳定安全系数计算公式：

$$F = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{R \cdot l \cdot c}{\gamma \cdot A \cdot x} \tag{5-1-3}$$

对于常规模型(lg)，把相似关系：

$$R_p = nR_m, l_p = nl_m, A_p = n^2 A_m, x_p = nx_m, c_p = c_m, \gamma_p = \gamma_m \tag{5-1-4}$$

把上式代入式(5-1-3)，有：

$$F'_m = \frac{R_p/n \cdot l_p/n \cdot c_p}{\gamma_p \cdot A_p/n^2 \cdot x_p/n} = n\frac{R_p \cdot l_p \cdot c_p}{\gamma_p \cdot A_p \cdot x_p} = nF_p \tag{5-1-5}$$

上式表明常规土坡模型(lg)的安全系数是原型的 n 倍，不能反映原型的实际安全状况。在离心模型中，由于惯性力场的作用，使模型的容重增大 n 倍，即

$$\gamma_p = \gamma_m/n \tag{5-1-6}$$

考虑到式(5-1-6)，可以得到离心模型的土坡安全系数：

$$F_m = \frac{R_p/n \cdot l_p/n \cdot c_p}{n\gamma_p \cdot A_p/n^2 \cdot x_p/n} = \frac{R_p \cdot l_p \cdot c_p}{\gamma_p \cdot A_p \cdot x_p} = F_p \tag{5-1-7}$$

这样离心模型得到的土坡安全系数与原型的安全系数完全相等。反映了原型的真实情况。

二、离心模型方法在岩土力学研究中的特殊优越性

土力学所以能从固体力学、材料力学中分离出来，成为力学学科的重要分枝，是由于岩土类材料具有的特性所决定的。与理想的金属类材料相比，岩土类材料主要有以下的重要特性：

1.应力相关性——土体模量与强度等力学性质随应力水平(围压)的变化而变化；在研究土的单元力学特性时，常需要采用三轴试验方法，目的就是为了反映土在不同应力水平条件下的性质。而在进行金属材料单元力学特性试验时则不需要三轴试验，采用单轴试验就可以满足要求，因为金属材料的力学性质与应力水平无关。

2.摩擦性——存在内摩擦角，$\tau = \sigma\tan\varphi + c$，存在强度与正应力的藕合；金属类材料的强度一般只有与 c 类似的强度，没有内摩擦角。

3.非线性——应力应变关系呈非线性与弹塑性，几乎没有弹性变形阶段。

4.剪胀性——剪切产生体积的变化，剪切应力与体积变化的藕合。

5.多相性——土、水、气的多相混合体，带来的特殊问题是非饱和土、渗流问题、固结问题、液化问题等。

6.各向异性——历史沉积产生的成层，以及土石坝的分层填筑。

7.历史相关性——土体诸多的力学性质还取决于达到这一应力状态的历史过程。

8.时间相关性——随时间变化的特性，如固结问题、流变(蠕变)问题。

9.结构性——天然原始状态下土的强度与扰动土的强度有很大的差异。

岩土类材料有别于理想金属材料的上述特性，使岩土材料成为最为复杂、最为一般、有广泛代表性的工程材料之一，因为如果上述的性质完全退化，就得到了理想的金属材料性质。也正是岩土材料的复杂性与一般性，使得岩土类材料力学性质的研究成为目前工程力学研究中最为活跃的、最有生气的研究领域之一。

离心模型试验方法在岩土力学研究中的优越性主要表现为，能准确模拟土的应力相关性、剪胀性、摩擦性、非线性与多相性等特性。

初次接触离心模型的人常常会问这样一个问题：为什么非要把模型放在离心机上转呢？在地上做试验会有什么区别吗？要说清楚这个问题，就要对土的力学特性作进一步分析，图 5-1-6 是标准砂的三轴试验结果，这个图反应了土的几个特点：一是土的应力应变关系是非线性的；二是土的应力应变、土的强度、变形模量是随它所受到的应力水平(σ_3)的大小而变化的；三是土的体积变形在不同应力水平之下表现不同，有时可能是相反的(如剪胀和剪缩)。

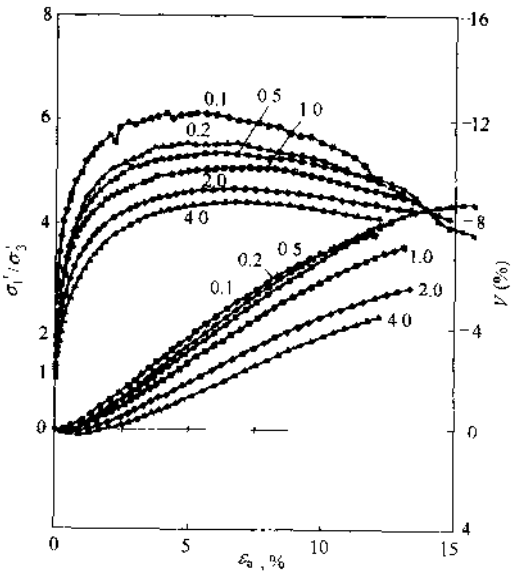


图 5-1-6 标准砂的三轴试验结果

图中的曲线是在不同的围压条件下得到的，土所受到的围压压力的大小，实际上代表了堤坝不同位置土体的应力应变状态。可以认为图中 $\sigma_3=0.1$ 和 $\sigma_3=4.0$ 所对应的曲线，分别代表了堤坝顶与堤坝底土体的应力应变。在离心模型中，由于受到离心惯性力场的作用，模型中每一点(如堤坝底与堤坝顶)的土体应力都与原型对应点的应力相等，模型的土又与原型相同，显然，相同的土体在相同的受力条件作用下，其力学表现必然是相同的，这样就保证了模型与原型的整体相似性，这就是离心模型的基本原理。因此，把模型放到离心机上转，是为了向模型施加离心惯性力，离心惯性力使模型应力与原型相同，从而达到用模型表现、模拟原型的目的。

在地而上进行模型试验的方法是常规模型方法。常规模型没有离心惯性力场的作用，根据式(5-1-2)，常规模型的应力是原型应力的 $1/n$。我们假定模型比尺 $n=40$，此时模型应力是原型应力的 1/40。从图 5-1-6 看出，用常规模型的应力水平 $\sigma_3=0.1$ 的曲线来代表原型应力水平 $\sigma_3=4.0$ 是不可能得到正确的试验结果的。这实际上也是用常规振动台进行土石坝地震反应试验时，得到的水平变形往往很大而与实际不符的根本原因，也是岩土力学研究中已很少采用常规模型试验方法的原因。

从以上的分析可以看出，离心模型中模型应力与原型应力相等的特点，恰好满足了岩土力学模型要求应力相等、应力状态相同的条件，这一功能与要求的完美结合，使离心模型成为目前岩土力学研究中的较为理想、非常有效的物理模型试验研究方法。

应当特别说明的是，离心模型本身与普通的物理模型相同，唯一的区别是试验需要在高重力场下进行。但就模型的性质而言，它是一个一般性的土工结构的整体物理模型研究方法，可以进行各种岩土力学、岩土工程问题的研究。就模型的目的而言，离心模型与我们熟知的常规室内土工试验(三轴剪切、压缩固结等)有着根本性的不同，常规土工试验是土体的单元试验，所研究的是土体结构中的一个点，有明确的、理想状态的受力条件；而离心模型所研究的是土工结构的整体，其受力条件与原型实际相同。离心模型与三轴类型试验的关系，就如同结构模型试验与材料拉伸压缩试验一样。为了消除对离心模型试验方法的误解，进一步扩大离心模型的认知与应用范围，从2002年加拿大纽芬兰国际离心模型会议起，原来的“土工离心模型”国际会议(Geocentrifuge Modeling)，改名为“土工物理模型”国际会议(Geotechnical Physical Modeling)。把离心模型方法理解为某种特别功能的单元土工试验，或叫离心机试验都是误解。

第二章　相似原理与相似条件

第一节　相似的概念

相似是日常生活中常用的一个概念。我们常说某两个人长的很像，可能是眼睛长的像，也可能是脸形或神态相像，没有一个明确的定义。但在科学研究中说相似是有明确含义的。如我们说两个多边形相似，实际上是说它们的边数或角数相同，同时对应边保持相同的比例，或者是说它们对应的角相等。反过来，如果两个多边形满足了这些条件，它们就是相似的。在一个物理过程或物理现象中，如何来确定相似的条件和如何模拟一个物理现象呢？这就是物理相似的作用和目的。在一个力学过程中，常常涉及以下物理量的相似问题，

力的相似，方向相同，大小成比例，作用点相同，分布相似。

质量相似，质量大小成比例，分布相似。

时间相似，对应的时间间隔成比例，频率成比例。

变形相似，对应的变形成比例，或应变相同。

速度和加速度相似，对应质点的速度和加速度成比例，或者它们的分布成比例。

由此可以看出，所谓物理量的相似，是指原型物理量与模型物理量在方向、大小、分布上存在某种确定的关系，而且有一个确定比例的关系，可以表示为：

$$\frac{\text{原型物理量}}{\text{模型物理量}} = \text{相似常数} \tag{5-2-1}$$

如常用的应力、时间、长度的相似常数就可以表示为：

应力相似常数

$$C_\sigma = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \tag{5-2-2}$$

时间相似常数

$$C_t = \frac{t_p}{t_m} \tag{5-2-3}$$

几何相似常数

$$C_l = \frac{l_p}{l_m} \tag{5-2-4}$$

在物理过程或物理现象的相似问题中，物理量蕴于物理过程之中，物理现象的相似是通过这个现象的各个特征物理量的相似来表现的。一个物理现象的各个物理量之间是相互联系相互影响的；相似的物理现象之间的各个特征物理量之间也存在一定的关系，这个关系就是两个物理现象相似的条件，也是进行模拟试验必须遵守的原则。

对一般的力学现象而言，应当满足以下的相似条件：

1.物质相似，指物质本身的力学特性相似，如，质量、密度、强度、模量等物理量的相似。

2.几何相似。

3.动力学相似。

4.运动学相似。

以上四个方面的内容不过是一般相似的概念，对于相似的现象与过程有什么性质，如何应用现象的相似，如何才能使现象相似，相似的三个定理可以回答解释上述问题。

第二节　相似定理

一、相似的正定理

彼此相似的现象，相似准数的数值相同或其相似指标等于1。

下面以牛顿第二定律为例，来解释相似准数与相似指标的含义。

对于原型：

$$F_p = m_p \frac{dv_p}{dt_p} \tag{5-2-5}$$

对于模型：

$$F_m = m_m \frac{dv_m}{dt_m} \tag{5-2-6}$$

令

$$\left.\begin{aligned} F_p &= C_F F_m \\ m_p &= C_m m_m \\ V_p &= C_v V_m \\ t_p &= C_t t_m \end{aligned}\right\} \tag{5-2-7}$$

代入式(5-2-5)，得：

$$\frac{C_F C_t}{C_m C_v} F_m = m_m \frac{dv_m}{dt_m} \tag{5-2-8}$$

只有当

$$\frac{C_F C_t}{C_m C_v} = 1 \tag{5-2-9}$$

模型与原型相似。我们把$\frac{C_F C_t}{C_m C_v}$称为相似指标，同样由式(5-2-9)得到：

$$\frac{F_p t_p}{m_p v_p} = \frac{F_m t_m}{m_m v_m} \tag{5-2-10}$$

而$\frac{F_p t_p}{m_p v_p}$、$\frac{F_m t_m}{m_m v_m}$是无量纲量，称为相似准数，相似现象的相似准数应当相同。

二、π定理

一个物理现象或物理过程往往涉及多个物理量，相似准数也往往超过一个，这时就需要运用π定理来研究。π定理的表述：描述一个物理现象的函数有 n 个物理量，其中有 k 个物理量($x_1 \cdots x_k$)是相互独立的，那么这个函数可以改变为由($n-k$)个无量纲准数(π)的函数式，可以得到($n-k$)个相似准数，即，描述物理现象的方程：

$$f(x_1, x_2, x_3, \cdots x_k, y_{k+1} \cdots, y_n) = 0 \tag{5-2-11}$$

可以改写成：

$$\varphi(\pi_1, \pi_2, \cdots\cdots, \pi_{n-k}) = 0 \tag{5-2-12}$$

其中：

$$\pi_1 = \frac{y_{k+1}}{x_1^{\alpha 1} x_2^{\alpha 2} \cdots x_k^{\alpha k}} \tag{5-2-13}$$

$$\pi_2 = \frac{y_{k+2}}{x_1^{\beta 1} x_2^{\beta 2} \cdots x_k^{\beta k}} \tag{5-2-14}$$

$$\cdots\cdots$$

$$\pi_{n-k} = \frac{y_n}{x_1^{\xi 1} x_2^{\xi 2} \cdots x_k^{\xi k}} \tag{5-2-15}$$

即 $n-k$ 个无量纲 π 数，可由这 k 个独立物理量的幂乘积得到。对于相似的现象，在对应点和对应时刻的相似准数都保持同值，则它们的 π 关系式也应相同，即：

原型：
$$\varphi(\pi_{p1}, \pi_{p2}, \cdots\cdots, \pi_{p(n-k)}) = 0 \tag{5-2-16}$$

模型：
$$\varphi(\pi_{m1}, \pi_{m2}, \cdots\cdots, \pi_{m(n-k)}) = 0 \tag{5-2-17}$$

其中：

$$\pi_{p1} = \pi_{m1}$$

$$\pi_{p2} = \pi_{m2} \tag{5-2-18}$$

$$\pi_{p(n-k)} = \pi_{m(n-k)}$$

π 定理表明，在彼此相似的现象中，只要将物理量之间的关系式转换成无量纲的形式，其关系方程式的各项，就是相似准数。

三、相似逆定理

对于同一类物理现象，当单值条件（系统的几何性质，介质的物理性质，起始、边界条件）彼此相似，且由单值条件的物理量所组成的相似准数在数值上相等，则现象相似。

相似的正定理给出了相似现象的必要条件，描述了相似现象的特征与基本性质，相似的逆定理则规定了物理现象之间相似的必要与充分条件。在模型试验中，应根据相似的正定理与逆定理来设计模型，才能得到正确的结果。

第三节　量纲分析方法

一、量纲

物理量是描述自然现象、有物理意义、并可以度量的量。物理量单位的种类，也就是物理量类型，我们称之为量纲。它说明度量物理量时所用单位的性质，如量测距离可以用光年、公里、米、毫米、纳米等不同的单位，但它们都属于长度的性质，因此一般把长度定义为一种量纲，用[L]表示。而对于表示时间的年、月、日、时、分、秒等单位，显然与长度有明显的区别，用[T]表示。有的物理量可以由相关的基本物理量间接推导、换算出来，如速度 $v = s/t$，它的量纲用 $[LT^{-1}]$ 表示，这样我们把[L]、[T]称为基本量纲，而把速度量纲[LT^{-1}]称为导出量纲。经过分析，一般的物理系统中用5个基本量纲就可以建立较为完善的量纲系统。在一般的力学系统

中，用3个基本量纲可以满足要求，由于传统的原因，存在[M]、[L]、[T]的质量系统和[F]、[L]、[T]的力系统。

此外还有无量纲量，指量纲为零的量，一般是两个或者多个量的组合或者是量纲相同的量的比值，如应变、泊松比等。此外，无量纲量可以是变量也可以是常数。

二、物理方程量纲齐次性与均衡性

表现物理现象和规律的物理方程中，各项的量纲应相同，同名的物理量应用同一种单位，这就是物理方程的量纲均衡性。均衡性是以物理方程所包含的量的物理意义去考察的，而方程的齐次性则是数学上的概念。只有方程式具有齐次性，才是均衡的物理量方程。例如，自由落体的运动方程：

$$s = \frac{1}{2}gt^2 \text{ 与 } v = gt \tag{5-2-19}$$

都是量纲均衡齐次的，但是

$$v + s = gt + \frac{1}{2}gt^2 \tag{5-2-20}$$

虽然数值上仍然相等，但已没有意义。

三、量纲分析方法的应用

下面来分析一个受均布荷载 p 的简支梁某截面的最大应力。梁的应力应当与均布荷载 p，及梁长度 l 有关，即有：

$$f(\sigma, p, l) = 0 \tag{5-2-21}$$

根据 π 定理，上式可以用以下的幂乘积来表示：

$$\sigma = Kp^a l^b \tag{5-2-22}$$

式中的 K 是无量纲参数。方程的量纲可以写成：

$$[FL^{-2}] = [FL^{-1}]^a[L]^b \tag{5-2-23}$$

即

$$[F][L^{-2}] = [F^a][L^{-a+b}]$$

根据量纲的均衡齐次性要求，方程式两边的量纲指数应相等。

对于[F]：

$$1 = a$$

对于[L]：

$$-2 = -a + b$$

得到

$$a = 1 \quad b = -1$$

即

$$\sigma = K\left(\frac{p}{l}\right) \tag{5-2-24}$$

上式表明，梁的应力 σ 是 (p/l) 的线形函数，根据 π 定量可以写成：

$$\varphi\left(\frac{p}{l\sigma}\right) = 0, \pi = \frac{p}{l\sigma} \tag{5-2-25}$$

量纲分析方法是建立相似准数的一个重要方法与手段，特别是对于特别复杂的问题和无法用分析方法建立方程的问题，可能是唯一的手段。但量纲分析方法不能考虑单值条件，很难区别量纲相同但物理意义不同的物理量，不能控制无量纲量。量纲分析法的正确运用与分析者对问题的理解及其经验密切相关。例如，前面的例子，对于不熟悉梁弯曲理论的人来说，可能不会知道弹性模量 E 对梁的应力并无影响。但是，如果把弹性模量 E 加入到问题的影响因素中，即：

$$f(\sigma, p, l, E) = 0 \tag{5-2-26}$$

$$\sigma = Kp^a l^b E^c \tag{5-2-27}$$

方程两边的量纲可以写成：

$$[FL^{-2}] = [FL^{-1}]^a [L]^b [FL^{-2}]^c \tag{5-2-28}$$

$$[FL^{-2}] = [F^{a+c}][L^{-a+b-2c}]$$

根据量纲的均衡齐次性要求，方程式两边的同名量纲指数应相等。

对于[F]：　　$1 = a + c$

对于[L]：　　$-2 = -a + b + -2c$ (5-2-29)

由此得到：

$$\sigma = K\left[\frac{p}{l}\right]\left[\frac{El}{p}\right] \tag{5-2-30}$$

$$\varphi\left(\frac{p}{\sigma l}, \frac{El}{p}\right) = 0 \tag{5-2-31}$$

$$\pi_1 = \frac{p}{l\sigma} \qquad \pi_2 = \frac{El}{p} \tag{5-2-32}$$

很显然，由于加进了不必要的弹性模量 E，使相似条件中增加了一个原本不必要的相似准数，使问题复杂化，只有通过大量的试验，才能找出应力与弹性模量 E 无关，否则有可能使研究工作受到较大的干扰。

因此，采用量纲分析的方法时，首先应定性地研究现象，设法形成对现象机理的见解，正确地选择影响现象的物理量，有时还需要变换一些判据形式。只有正确的选择和识别物理量，才能使量纲分析得到揭示物理现象内在关系的结果。

第四节　根据基本方程推导相似条件的方法

一、根据比奥(Biot)基本方程的导出方法

从连续介质理论中的欧拉(Euler)运动方程出发，加上太沙基(Terzaghi)的有效应力原理，得到可以考虑有效应力的纳维叶(Navier)方程，与渗流连续方程一起就构成了比奥动力固结方程，可以写成以下的形式：

$$-G\frac{\partial^2 u_i}{\partial x_k \partial x_k} - (\lambda + G)\frac{\partial^2 u_k}{\partial x_i \partial x_k} + X_i + \frac{\partial p}{\partial x_i} = \rho\frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \tag{5-2-33}$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial u_k}{\partial x_k}\right) + \frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p}{\partial x_k \partial x_k} = 0 \tag{5-2-34}$$

式中：　G——土的剪切模量；

λ——拉梅常数，$\lambda = K - \frac{2}{3}G$；

u_i——i 方向的位移；

p——孔隙水压力；

t——时间；

k——渗透系数；

$i=1,2,3$——分别代表 x,y,z 三个方向。

比奥动力固结方程是土力学理论体系中的一个基本方程，土力学其他理论方程都可由它简化或派生得到。式(5-2-33)描述了动力平衡关系，略去右端项就简化为静力的固结方程，如再略去了孔隙水压力项(当 $p=0$ 时)，就还原为弹性理论的平衡方程。式(5-2-34)是连续方程。

为了简化起见，我们先来定义各物理量的相似常数。用 C_Ω 表示物理量 Ω 的相似常数，如

应力相似常数：$$C_\sigma=\frac{\sigma_p}{\sigma_m}=\frac{\tau_p}{\tau_m}=\frac{p_p}{p_m}$$

位移相似常数：$$C_u=\frac{u_p}{u_m}=\frac{v_p}{v_m}=\frac{w_p}{w_m}$$

体积力相似常数：$$C_x=\frac{x_p}{x_m}$$

剪切模量相似常数：$$C_G=\frac{G_p}{G_m}\tag{5-2-35}$$

时间相似常数：$$C_t=\frac{t_p}{t_m}$$

密度相似常数：$$C_\rho=\frac{\rho_p}{\rho_m}$$

长度相似常数：$$C_l=\frac{l_p}{l_m}$$

渗透系数相似常数：$$C_k=\frac{k_p}{k_m}$$

把式(5-2-35)的相应关系式带入式(5-2-33)，可以得到：

$$-\frac{C_GC_u}{C_l^2}G\frac{\partial^2u_i}{\partial x_k\partial x_k}-(C_\lambda\lambda+C_GG)\frac{C_u}{C_l^2}\frac{\partial^2u_k}{\partial x_i\partial x_k}+C_xX_i+\frac{C_p}{C_l}\frac{\partial p}{\partial x_i}=\frac{C_\rho C_u}{C_t^2}\rho\frac{\partial^2u_i}{\partial t^2}\tag{5-2-36}$$

当上式中关于相似常数 C_Ω 的各项系数都相等时，模型与原型相似。各项同除 C_x 后得到模型与原型相似的相似指标：

$$\frac{C_GC_u}{C_l^2C_x}=1\tag{5-2-37}$$

$$\frac{C_\lambda C_u}{C_l^2C_x}=1\tag{5-2-38}$$

$$\frac{C_p}{C_lC_x}=1\tag{5-2-39}$$

$$\frac{C_\rho C_u}{C_t^2C_x}=1\tag{5-2-40}$$

按照相似定理，相似现象的相似指标等于1。式(5-2-36)中，X_i 表示体积力，$X=\rho g$，因此 $C_x=C_\rho C_g$，代入后，有：

$$\frac{C_GC_u}{C_l^2C_\rho C_g}=1\tag{5-2-41}$$

$$\frac{C_\lambda C_u}{C_l^2 C_\rho C_g} = 1 \tag{5-2-42}$$

$$\frac{C_p}{C_l C_\rho C_g} = 1 \tag{5-2-43}$$

$$\frac{C_u}{C_l^2 C_g} = 1 \tag{5-2-44}$$

有了相似指标，就可以根据试验的目的与条件来推导不同试验中的相似条件。在离心模型试验中，模型一般采用原型的土料，这样就可以做到模型土的物理力学指标参数与原型相同，即：

$$C_G = C_\lambda = C_\rho = 1 \tag{5-2-45}$$

由于土具有应力水平相关性，土力学理论要求模型应力与原型应力相等，即：

$$C_p = 1 \tag{5-2-46}$$

$C_\sigma = 1(C_p = 1)$是土体自身特性提出的试验目的与要求，也是离心模型最主要的特征。由式(5-2-43)、式(5-2-45)、式(5-2-46)可以得到离心模型的相似条件：

$$C_l C_g = 1 \tag{5-2-47}$$

在离心模型试验中，为满足式(5-2-47)的相似条件而采用的选择是：

$$C_l = n \tag{5-2-48}$$

$$C_g = 1/n \tag{5-2-49}$$

式(5-2-48)、(5-2-49)表现了离心模型的基本特征，即模型几何尺寸缩小 $1/n$，同时提高离心惯性力场的离心加速度到地球重力加速度($g = 9.81\text{m/s}^2$)的 n 倍。由式(5-2-41)、式(5-2-44)、式(5-2-48)、式(5-2-49)可以得到离心模型的其他相似条件：

$$C_u = C_l = n \tag{5-2-50}$$

$$C_t = n \tag{5-2-51}$$

采用同样的方法来处理比奥理论的连续方程，可以得到：

$$-\frac{C_u}{C_t C_l}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial u_k}{\partial x_k}\right) + \frac{C_k C_p}{C_{\gamma_w} C_l^2}\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p}{\partial x_k \partial x_k} = 0 \tag{5-2-52}$$

$$\frac{C_u}{C_t C_l} = \frac{C_k C_p}{C_{\gamma_w} C_l^2} \tag{5-2-53}$$

由于 $\gamma_w = \rho_w g$，因此 $C_{\gamma_w} = C_{\rho_w} C_g$，代入式(5-2-50)，得到另外的相似指标：

$$\frac{C_k C_p C_t}{C_u C_l C_{\rho_w} C_g} = 1 \tag{5-2-54}$$

考虑到离心模型的试验条件与特征，就可以得到相应的模型相似条件。

二、由本构物理方程求相似判据

离心模型的相似判据还可以通过本构物理方程来推导。

应力应变关系：

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \tag{5-2-55}$$

代入相似常数可以得到：

$$C_\varepsilon \varepsilon_x = \frac{1}{C_E E}[C_\sigma \sigma_x - C_\sigma C_\nu \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \tag{5-2-56}$$

相似判据为：

$$\frac{C_\sigma}{C_\varepsilon C_E} = \frac{C_\sigma C_\nu}{C_\varepsilon C_E} \tag{5-2-57}$$

得到 $C_\nu = 1$，本构物理方程对模型的要求是泊松比相同。

三、由几何方程推导

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \tag{5-2-58}$$

$$\gamma_{xy} = \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)$$

$$\gamma_{yz} = \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right)$$

$$\gamma_{zx} = \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\right)$$

将相似常数代入第一式，可得到：

$$C_\varepsilon \varepsilon_x = \frac{C_u}{C_l}\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right) \tag{5-2-59}$$

即

$$\frac{C_u}{C_\varepsilon C_l} = 1 \tag{5-2-60}$$

式(5-2-60)表明，应变是无量纲量，$C_\varepsilon = 1$，所以变形相似常数与几何相似常数相等，$C_u = C_l$。

四、由边界条件的求取

由力边界条件

$$Q_x = \sigma_x l + \tau_{xy} m + \tau_{xz} n$$

$$Q_y = \tau_{yx} l + \sigma_y m + \tau_{yz} n \tag{5-2-61}$$

$$Q_z = \tau_{zx} l + \tau_{zy} m + \sigma_z n$$

将相似常数代入第一式，可得到：

$$\frac{C_Q}{C_\sigma} Q_x = \sigma_x l + \tau_{xy} m + \tau_{xz} n \tag{5-2-62}$$

得到相似指标：

$$\frac{C_Q}{C_\sigma} = 1 \tag{5-2-63}$$

以上介绍了离心模型相似条件的推导方法，离心模型主要的常用相似关系在表 5-2-1 中列出。

离心模型律表(假定模型与原型材料相同)　　表 5-2-1

物理量	符　号	量　纲	原型(lg)	离心模型(ng)
长度	l	L	1	$1/n$
位移	u	L	1	$1/n$
应变	ϵ	/	1	1
面积	A	L^2	1	$1/n^2$
体积	V	L^3	1	$1/n^3$
质量	m	M	1	$1/n^3$
密度	ρ	ML^{-3}	1	1
容重	γ	$ML^{-2}T^{-2}$	1	n
力	F	MLT^{-2}	1	$1/n^2$
时间	t	T		
惯性动态过程	t_1	T	1	$1/n$
扩散过程	t_2	T	1	$1/n^2$
蠕变粘滞流现象	t_3	T	1	1
速度	v	LT^{-1}	1	1
角速度	ω	T^{-1}	1	n
加速度	a	LT^{-2}	1	n
做功	$E(W)$	ML^2T^{-2}	1	$1/n^3$
荷载频率	ω	T^{-1}	1	n

第三章　离心模型的主要试验设备

第一节　土工离心机

通常离心机系统由拖动系统、调速系统和离心机与模型吊篮组成。离心机的作用是提供一个离心惯性力场。离心机又分为转臂式与转筒式两种。转筒式(也有称作鼓式)离心机结构相对简单,但通常有效半径较小,模型的直观性差,一般只能进行平面试验或者结构较为简单的模型。转臂式离心机由吊篮、转臂、平衡重与推力轴承组成,结构复杂,但便于模型制作,试验方便,应用范围广泛,是主流机型(见图 5-1-4)。

衡量离心机的技术性能一般采用以下的技术参数:

有效半径,从转动中心到模型中心的距离,有效半径越大,模型试验的精度就越高。目前国际上土工离心机最大有效半径达到 9m(美国加州大学戴维斯分校)。

模型重量,衡量离心机负载能力的大小。国内最大的是南京水利科学研究院 400gt 离心机为 2 000kg,美国陆军工程兵师团离心模型试验中心新建成的超级离心机已达到 8 800kg。

最大离心加速度,表现离心机的模拟范围大小。离心加速度越大,离心模型的模拟范围越大,但同时试验的难度也加大。

模型吊篮的几何尺寸,模型吊篮的几何尺寸是土工离心机试验能力的重要指标,近年来,国际上新建的离心机都设计了尺寸巨大的模型吊篮,如日本大林组株式会社 2000 年建成的超大型离心机模型吊篮空间达到 $12m^3$(2.2m×2.2m×2.5m)。超大型离心机为进行大型复杂的岩土工程研究创造了必要的条件。

离心机容量,离心机容量(g—ton)=离心加速度(g)×模型重量(ton)。常用(gt)或(g—ton)表示,是衡量离心机试验能力的一个总体指标。目前国际上最大的土工离心机是美国陆军工程兵师团离心模型试验中心的超级离心机,容量达到 1 256gt。

表 5-3-1 是国内外容量超过 200gt 的大型土工离心机情况,图 5-1-4 是国内外的大型离心机图片。

世界各国的大型土工离心机技术性能表　　表 5-3-1

单　位	时间(y)	有效半径(m)	模型重(kg)	加速度(g)	容量(gt)
1　英国曼彻斯特大学	1971	3.2	4 500	130	600
2　日本港湾研究所	1980	3.8	2 769	113	312
3　法国道桥研究中心	1985	5.5	2 000	200	200
4　前联邦德国波鸿鲁尔大学	1987	4.1	2 000	250	500
5　意大利结构模型试验所	1987	2.0	400	600	240
6　美国加州大学	1988	9.1	3 600	300	1 080

续上表

单　位	时间(y)	有效半径(m)	模型重(kg)	加速度(g)	容量(gt)
7　美国科罗拉多大学	1988	6.0	2 000	200	400
8　美国桑地那试验中心	1988	7.6	7 257	240	800
9　荷兰代尔夫特土工所	1989	6.0	5 500	350	
10　南京水利科学研究院	1992	5.0	2 000	200	400
11　中国水利水电科学研究院	1993	4.0	1 500	300	450
12　加拿大寒带海洋研究中心	1993	5.0	2 200	200	220
13　日本竹中建设	1997	6.5	5 000	200	500
14　日本土木研究所	1997	6.6	5 000	150	400
15　日本西松建设	1998	3.8	1 300	150	200
16　美国陆军水道试验站	1998	6.5	8 800	350	1 256
17　瑞士联邦技术研究院	2000	2.2	2 000	440	880
18　香港科技大学	2000	4.4	4 000	150	400
19　日本大林组	2000	7.0	7 000	120	700

离心机运行的平稳与安全是对离心机技术要求的一个基本方面，事实上也发生过因为运行过程产生振动而造成离心机损坏、试验室房屋开裂，迫使离心机重建或低加速度运行的事例。为了保证离心机的平稳运行，新型的离心机都设置了自动平衡装置，以调节离心机在试验过程中由于模型重心变化造成的不稳定。南京水利科学研究院的400gt大型离心机在离心机转臂与转轴的连接形式上，采用了直升飞机旋翼的跷跷板专利技术，对于减小离心机震动发挥了很好的作用。

第二节　离心模型测试系统

一、数据采集系统

数据采集系统是离心模型试验测试系统中的关键设备，它是试验研究人员获得试验数据的最主要手段，也是反映离心模型试验系统水平、试验能力的一个标志。在离心模型试验中对数据采集系统的要求是：①能采集不同的物理量以适应不同试验的要求，通常采集的信号物理量有电压、电流、频率等；②有足够的采集通道；③采集的速度符合试验要求，根据试验需要的采集速度可分为静态数据采集系统（采集速度 < 100 采样数/秒/通道）和动态数据采集系统（采集速度 > 10 000 采样数/秒/通道）；④抗干扰能力强，离心模型试验环境中存在强电场、强磁场的不利干扰；⑤采集系统自身的稳定性好，能满足试验的精度要求；⑥主要部件能够抵抗离心惯性力的作用；⑦由于离心模型处于旋转状态，数据信号必须通过集流环才能传输到控制室。数据采集系统是离心模型试验系统中的关键部分，也是变化更新最快的部分。

早期的数据采集系统放置在集流环的后端，采用传感器信号，通过导线、集流环直接传输

B22

到应变仪等信号测读设备的方式。由于传感器信号弱，易受干扰，而且要求集流环的通道多，这种方式现在一般已不再采用。此后，在集流环的前端，采用信号放大技术，先把较弱的小信号放大，然后再让放大以后的信号通过集流环，增强了抗干扰的能力，但仍然需要较多的信道，干扰问题也没有根本解决。

随着计算机技术的发展，现在的数据采集系统多采用在集流环的前端，即在离心机的转臂上安装下位机(计算机)，下位机在信号通过集流环之前完成数据采集工作，而已采集的数据先存放在下位机里，然后通过上位机与下位机的通讯来实现数据交换与传输，这时通过集流环的已是数字量信号，因而从根本上解决了信号干扰的问题，也解决了需要大量信号通道的问题。这种概念下的数据采集系统，已成为目前离心模型试验数据采集系统的主流，它的结构如图5-3-1所示。

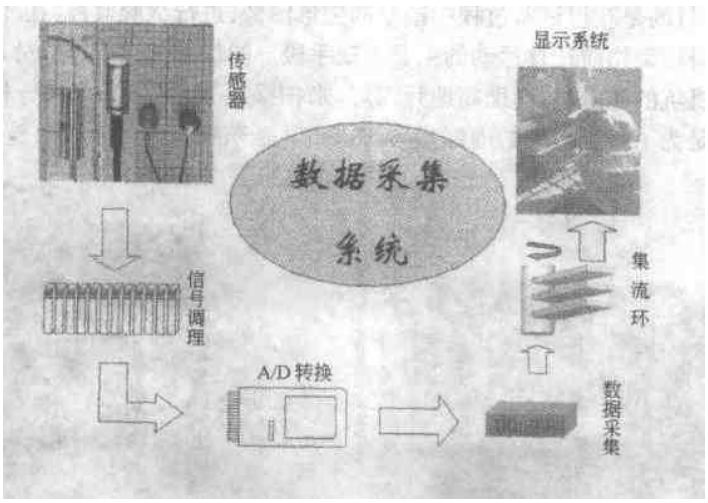


图 5-3-1　离心模型数据采集系统结构图

此外，分布式数据采集系统在离心模型中也得到应用，它把信号的调理、放大、传输的功能做在一个模块之中。一个模块一般可以采集 1～8 路信号，几个模块可以串联，扩展性强，使用也较为方便，目前这种产品较多，可选性强。但这种系统的采样速率不易提高，对于静态试验较为适用，不适用于动态的高速数据采集。

采用计算机串口通讯方式来传输数据，对于动态试验的大量数据，往往需要较长的时间，使用不方便。随着计算机网络技术的发展，产生了基于网络技术的采集系统，这种新系统的主要变化是用网络技术来联接上、下位机，使网络数据采集系统与以往数据采集系统有了很大的提高。首先是数据的传输速度，通过串口方式通讯、传输一次试验的数据需要 10 多分钟时间。采用网络共享方式，只要点击鼠标，在数秒钟之内便可完成上位机与下位机之间的数据传输。其次，采用网络技术的数据采集系统，不但很方便地解决了上、下位机的数据通讯，避免了岩土工程研究人员不熟悉的计算机编程，一个更主要的优点是可以简单实现上位机对下位机的完全控制，便于直接选用最先进的数据采集产品，稍加改进即可使用，不再需要进行专门的研制。运用网络技术可以把下位机的键盘、鼠标、显示器映射到上位机，这样下位机的所有控制就可以通过操作上位机来实现，其过程就和直接操作下位机一样。

集流环是信号环、电力环、液压环的总称，其作用是传输信号和提供试验需要的动力，见图5-3-2。信号环、电力环的结构与电动机中的电刷类似，在不断的运转中，存在强电干扰、磨损、

跳动不能确保连接等问题。为了避免集流环对信号的不利影响，激光式信号滑环已被国内外许多试验室所采用，采用激光滑环的主要优点是抗干扰能力强，传输速度快。但是结构复杂，需要添置专门的光电转换装置。

随着计算机技术的发展，无线网络技术（蓝牙技术）已进入实用阶段，采用无线网络技术将可能从根本上解决集流环的数据传输瓶颈问题，国内外的许多试验室都在尝试采用无线网络技术，实现了数据采集的无线化、网络化，已取得成功。网络数据采集系统为实现国际间的交流与合作共享创造了前提条件，欧美的一些大学就在积极筹化进行离心模型试验的网络共享。可以预期，无线网络式数据采集系统将成为未来离心模型数据采集系统的主流形式。

二、图像系统

图像系统的目的是获得试验过程中模型的变形图像，进行试验监控，在环境岩土工程的试验研究中，是获得污染物质迁移运动的主要直观手段。图像系统主要可以分成几类：①高速摄影，通过安装在机坑的照像机，借助高速频闪灯，来拍摄模型的照片，用来分析模型的变形；②*X* 光机，其目的是为了得到模型的内部变形，图 5-3-3 是东京工业大学的 *X* 光照相机；③运用

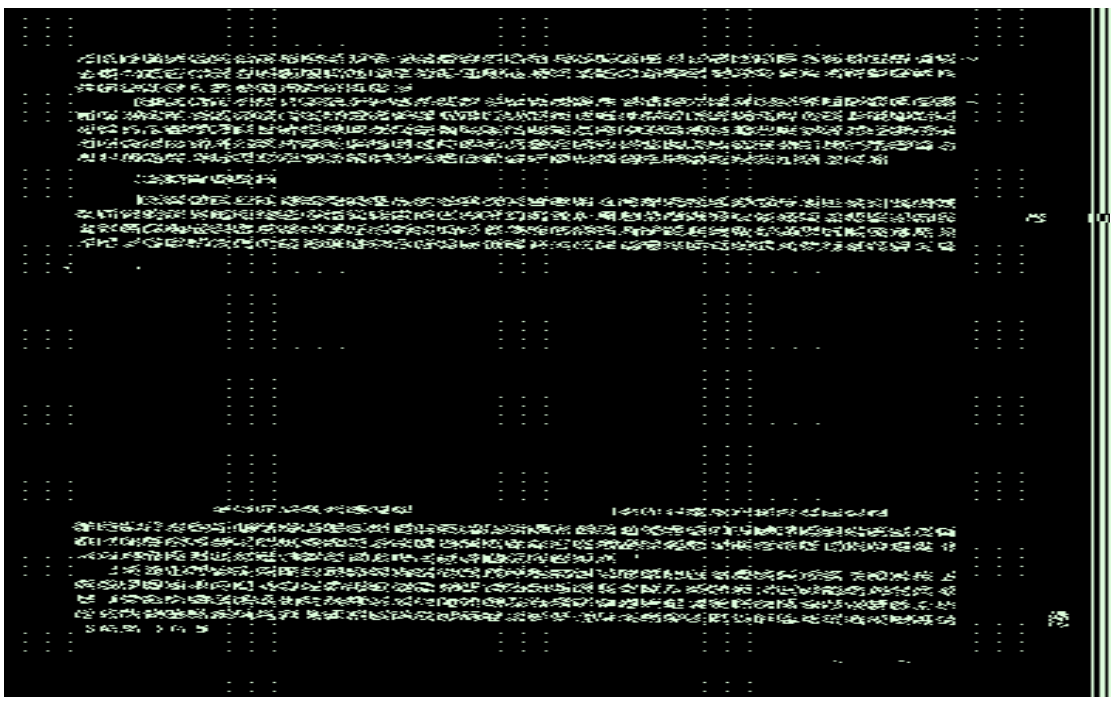


图 5-3-2　离心机的集流环

图 5-3-3　东京工业大学的 *x* 光照相机

摄像技术，直接把摄像头安装在模型前，直接观察模型的变形，也便于进行图像的数字化处理。随着计算机图像技术的快速发展，在离心模型中应用计算机图像技术有非常广阔的前景。图 5-3-4 是荷兰代尔夫特大学（Delft University）的图像系统。

为了测读模型的变形，试验中需要在模型的观察面设置变形标志，常用的方法有：①标点法，用长 3 ~ 5cm 的银头针，要求银头针的重度与模型土相当；②面条法，主要用于粘性土的模型中，在模型的表面用面条划分成大小不同的网格线；③染色法，主要用在砂性土的模型上，事先把模型砂染色，凉干，分层填洒；④铅丸法，主要用于 *X* 光的内部变形测量。图 5-3-5 是得到

的模型变形和污染物质迁移过程图像。

三、离心模型试验传感器

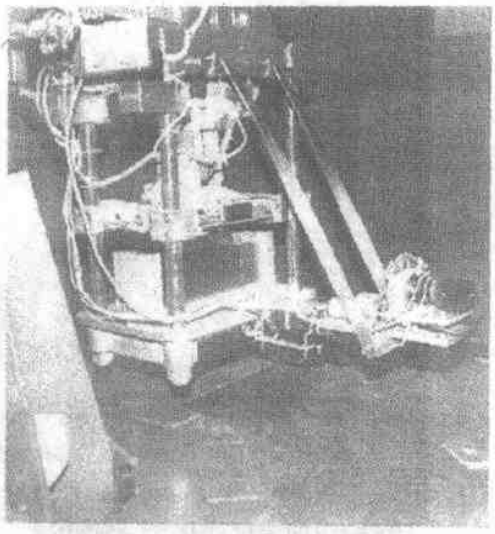


图 5-3-4　荷兰代尔夫特大学(Delft University)图像系统

在离心模型试验中需要量测的主要物理量包括:水平变位、垂直沉降、表面变形与内部变形;作用外力;结构物的应变、应力;土的孔隙水压力;土压力;振动加速度;温度、含水量、污染物浓度等。这些物理量需要通过各种微型传感器来测量。

1.位移传感器:是离心模型试验测量位移的主要方法之一。位移传感器可分为接触式与非接触式两种。LVDT(Linear Variable Differential Transformer)位移传感器是常用的接触式位移传感器,特点是精度高,灵敏度好,是测量变形的主要传感器。激光式位移传感器是近年来新出现的一种非接触式位移传感器,其特点是不与模型接触,对模型结构无影响,使用方便。此外它可以测量某一点的变形,也可以用来扫描一个截面,可以得到一个截面的变形形状,虽然精度比点式测量低,但对有特殊要求的模型试验非常有用,见图 5-3-6。

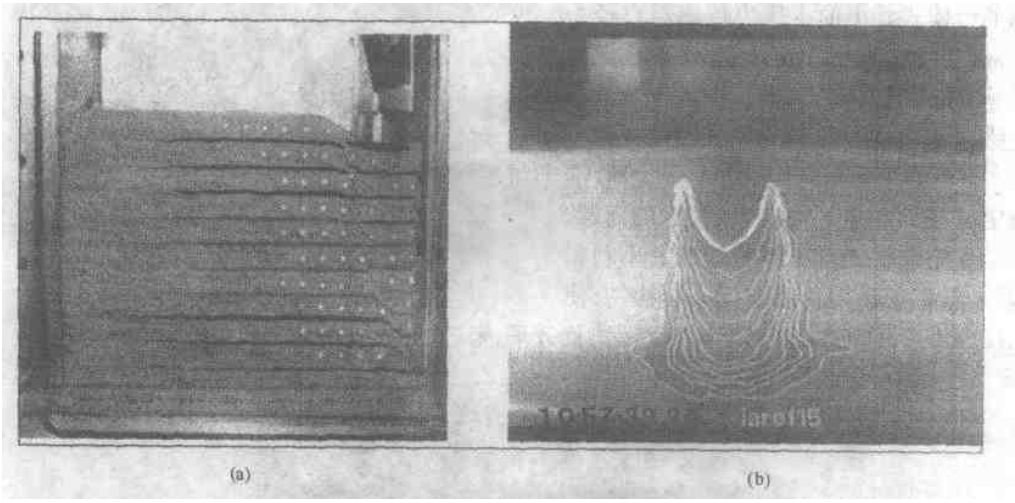


图 5-3-5　模型的图像
(a)变形图象;(b)污染物的迁移

2.微型孔隙水压力计:用来量测地基和堤坝在荷载、水位作用过程中产生的孔隙水压力及其升高、消散的变化过程,也用来监测地基土的固结过程;在离心模型地震动力试验中,测量地震动孔隙水压力的产生与消散,判断砂土的液化;测量强夯加固地基中的动孔隙水压力等,见图 5-3-7。国内外比较认同的产品是英国 Druck 公司的系列产品。

3.微型加速度传感器,见图 5-3-8。加速度传感主要用在地震、爆炸等动力试验中,目前主



图 5-3-6　离心模型位移传感器

(a)LVDT 位移传感器;(b)激光位移传感器

要有应变型、半导体型和压电晶体型三种类型。应变型加速度传感器的灵敏度不如半导体型的高,由于试验中的温度变化,半导体传感器一般需要修正。主要有美国 PCB 公司、日本 SSK 等公司的产品。

4.微型土压力传感器,见图 5-3-9。微型土压力传感器主要可分为两种,应变式和半导体式。小的土压力传感器直径为 ϕ2mm。在土压力的测量中,应当注意的问题是模型土的种类,粒径的大小及其与传感器尺寸的关系,应避免尺寸效应的发生。此外微型土压力传感器有受力面,准确定位与安装也是试验应当注意的问题。为了避免传感器自身体积造成的不利影响,一般把土压力传感器嵌入结构物,使土压力传感器的受力面与结构物的受力面齐平,来进行测量。

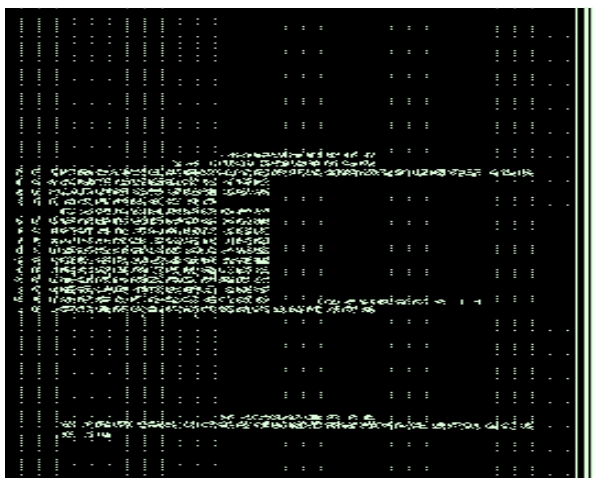


图 5-3-7　微型孔隙水压力计

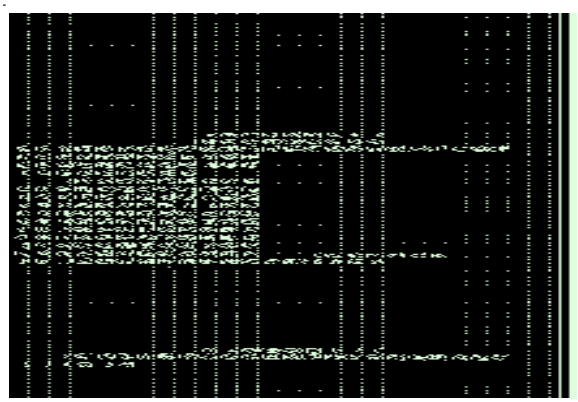


图 5-3-8　微型加速度传感器

5.微型多功能探头。近年来,国内外利用离心模型进行了大量的污染物在土中的迁移运

动研究，也开发了许多特殊的传感器。图 5-3-10 是剑桥大学开发的微型多功能探测头，主要用来量测热量与污染物的迁移。

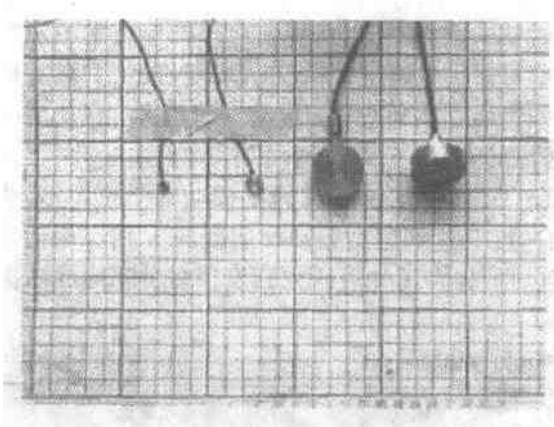


图 5-3-9　微型土压力传感器

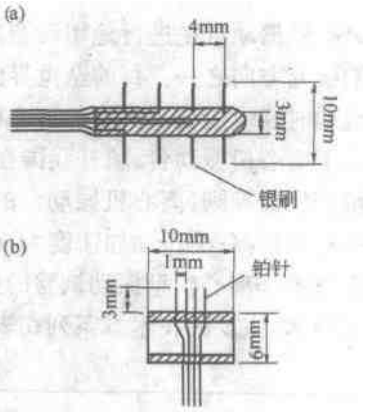


图 5-3-10　微型多功能探头

第三节　离心模型试验配套设备装置

建成离心机，只是进行离心模型试验的第一步，没有必需的试验配套设备装置，试验是无法进行的。离心机为离心模型试验提供的仅仅是一个受到重力场作用的试验场地，就如同结构试验中才刚刚盖好试验大厅一样，如果没有加荷设备，没有测试设备，试验是无法进行的。要在离心模型中模拟重力以外的其他载荷，就需要特殊的专门设备装置。例如要研究桩基础的承载能力，就需要加载装置；要研究地基的地震液化问题就需要振动台。从目前的发展来看，离心模型试验水平的高低主要取决于试验设备装置的水平，研制开发各种功能的试验设备装置，已成为提高离心模型试验水平的关键。因此，世界各国都非常重视试验配套设备装置的研究与开发。

有人说离心模型的配套设备装置比太空技术的机器人还要难，因为太空技术的机器人处于失重状态，无重力的作用，其结构要求相对简单。而离心模型的试验设备要在高重力场中工作，这些设备装置要克服高重力场带来的种种不利因素。首先，要求设备装置有较高的强度与刚度，装置自身牢固可靠；其次是离心模型试验设备装置的动力源（电力、液压）和控制信号都需要通过集流环，特别是作为动力的电流和液压流都受到集流环的限制；第三，离心模型试验设备装置的安装空间与形状都受到离心机的限制。目前已开发成功的离心模型试验配套装置大致可以分成以下几类：

1. 模型制备设备：土样固结箱、自动砂雨器、模型真空饱和箱等；

2. 模型土的测试装置：微型自动十字板、微型多功能自动触探仪；

3. 加荷设备：在高加速度场中能施加垂直、水平的集中力，施加垂直分布力（模拟路堤荷载），施加或释放水平分布力（模拟水的作用），施加垂直、水平的循环动力；

4. 离心机振动台：在离心机上模拟地震等动力作用；

5. 深基础的开挖过程模拟器；

6. 地下隧道的掘进过程模拟器；

7.波浪模拟器。

一、离心机振动台

离心机振动台是进行地震动态离心模型试验的关键设备，也是目前离心模拟技术中发展最快的研究方向之一。目前全世界已建成的离心机振动台超过25台套，新建设的大型离心机一般也同时建设配套了大型的离心机振动台。我国南京水利科学研究院和清华大学也先后研制配套了离心机振动台，填补我国在这一研究领域的空白。

根据相似准则，离心机振动台的技术要求是：①模型振动频率是原型振动频率的 n 倍，要求的振动频率高；②振动加速度大，模型振动加速度要达到原型振动加速度的 n 倍。振动台的激振技术是离心模型振动试验的关键技术，目前世界各国先后研究开发了多种不同的激振方法与技术，主要的技术方案列在表5-3-2中。

各种振动台技术方案比较 表5-3-2

振动台类型	工作原理	优点	缺点
压电式	压电材料在电场的作用下产生振动	重量轻，振动可准确控制，控制可数字化，可产生高频振动	需要很高的电压，无功电力损耗很大
颠簸道路	把模型箱底轮轨的上下运动转换成水平运动	稳定性好，出力大	不能控制频率，振动时间也不能控制
电磁式	通过电磁作用产生振动力	运动可控制，可数字化，出力大	重量大，尺寸大，电流大
爆炸式	电控爆炸产生激振力	重量轻，运动可数字化	难以控制振幅，需特制点火装置
机械式	通过弹簧及其他机械力产生振动	结构简单，重量轻，价格便宜	出力小，振动频率低，只能产生正弦波振动
电液式	通过电液伺服阀控制作动筒，产生振动	出力大，运动可数字化	结构复杂，价格昂贵，技术难度大

在各种技术方案中，经过多年的实践，电液激振系统已成为国际上最为流行、并得到了普遍认同的方式。近年来，新研制的振动台几乎都采用此方式，优点是出力大，可产生任意波形，缺点是结构复杂，其技术关键是大流量高频响的电液伺服阀。国外的大型离心机振动台多采用专门研制的高性能专利电液伺服系统，或采用多个伺服阀并联。目前的大多数离心机振动台都是一维的，为了更好地模拟真实的地震震动，美国加州大学戴维斯分校、香港科学技术大学建成了大型水平面二维双向振动台(图5-3-11)，日本东京工业大学研制开发了水平垂直二维双向振动台(图5-3-12)，日本大林组株式会社的超大型离心机振动台是目前规模最大的离心机振动台，振动质量3 000kg，振动台面2 200mm×1 070mm，振动加速度50g，把离心振动模拟技术推上一个新的水平。

离心机振动台一般由振动台面、作动器、伺服阀、压力源等部分组成。控制系统由计算机、控制板和电液伺服阀、加速度传感器、位移传感器组成信号控制回路。采用位移、速度和加速

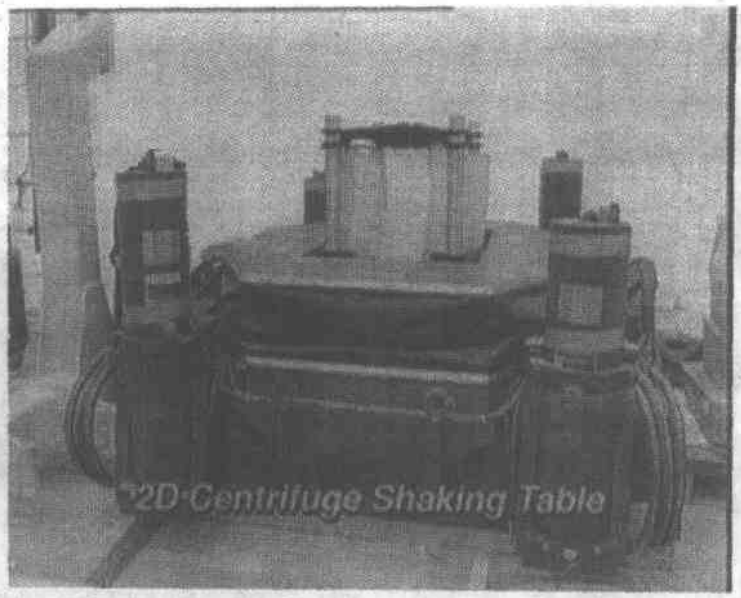


图 5-3-11　大型水平面二维双向振动台(香港科学技术大学)

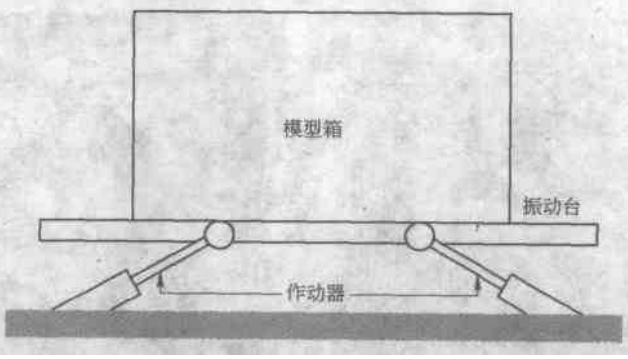


图 5-3-12　水平垂直二维双向振动台(日本东京工业大学)

度三参数闭环控制方式。图 5-3-13 是南京水利科学研究院研制的离心机振动台。

二、加荷设备

加荷设备主要是为了模拟结构物所受到的垂直与水平方向的作用力。根据相似条件,集中力的相似条件为 $F_p = n^2 F_m$。可分为液压式装置和电动式的两种。图 5-3-14是南京水利科学研究院的 200kN 加荷设备,可以模拟超大型桥梁的 20 万吨级桩基荷载。图 5-3-15 是日本东京工业大学的电动式加荷设备。图 5-3-16 是西澳大利亚大学的双向加荷设备。

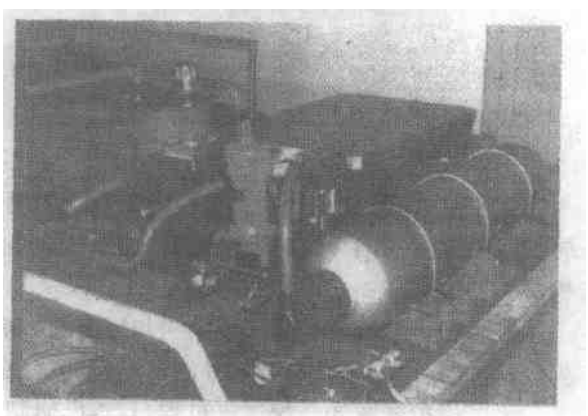


图 5-3-13　南京水利科学研究院研制的离心机振动台

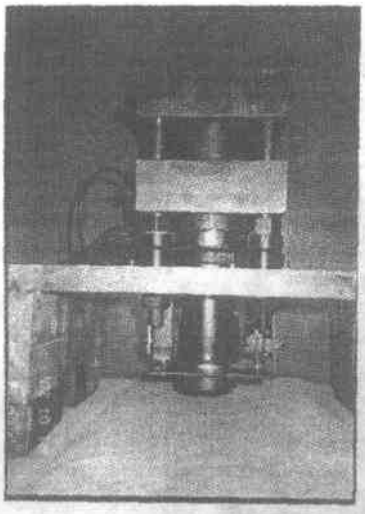


图 5-3-14　南京水利科学研究院 200kN 加荷设备

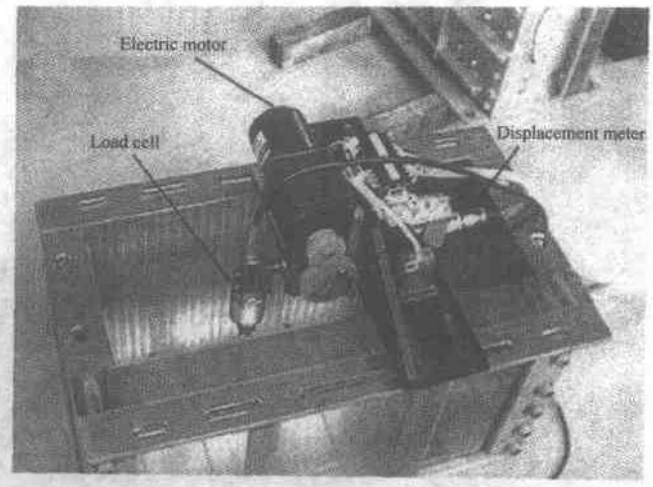


图 5-3-15　日本东京工业大学电动式加荷设备

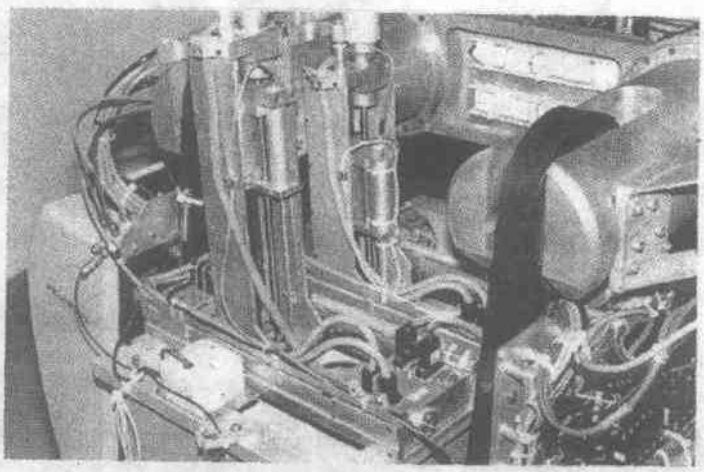


图 5-3-16　西澳大利亚大学双向加荷设备

三、开挖模拟装置

为了模拟开挖过程中，土与结构的力学表现，日本东京工业大学研制开发了能在离心机旋转过程中完成基础开挖的设备装置，如图 5-3-17 所示。这种装置可以比较好地实现对基础开挖过程的模拟。

模拟地下隧洞开挖对上部结构与地表的影响，可采用试验前挖洞，乳胶带充水、充压，在达到设计加速度后，把水放掉的办法来模拟隧洞及洞顶与周边土体的受力与变形情况。

为了模拟隧洞的开挖掘进过程，日本已研制出了隧洞掘进模拟装置，这种装置可以模拟较为真实的掘进过程，图 5-3-18 是日本大阪大学试验中采用的不同刚度的隧洞模型。

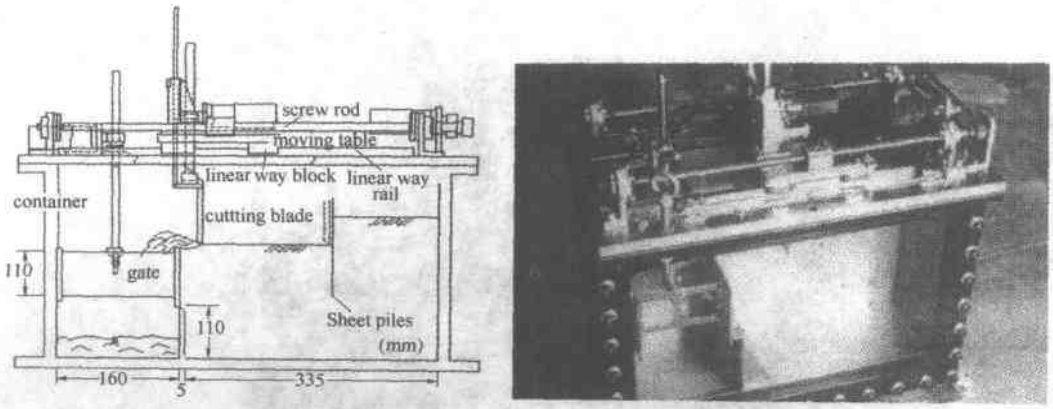


图 5-3-17　开挖过程模拟装置（日本东京工业大学）

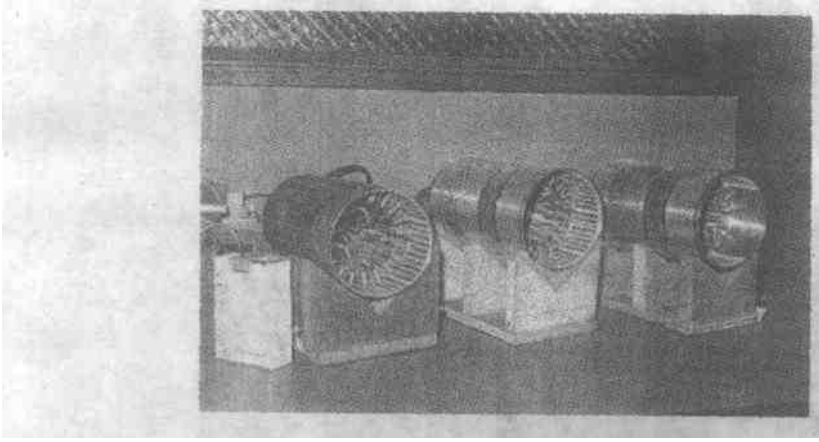


图 5-3-18　日本大阪大学的隧洞埋管模型

四、砂雨装置

砂雨装置有两种类型与用途。一是用来模拟堤坝等结构物对地基的作用，目前的技术水平还不能在离心机高加速度的旋转中模拟堤坝本身的填筑过程，而主要用来模拟堤坝填筑荷载对下部地基的影响，是一种加荷装置。图 5-3-19 是荷兰代尔夫特大学（Delft University）的砂雨加荷装置，它可以在离心机高加速度的旋转过程中模拟分层填筑的加荷过程。另一种是作为砂土地基模型的制作工具，可以排除人为的因素，做出均匀一致的模型。图 5-3-20 是美国哥伦比亚大学的砂雨制模装置。

五、模型土检测装置

模型土强度检测装置是离心模型试验中常用的设备，这是因为多数模型的土样需要重新制备，快速得到土的强度指标是试验中需要解决的问题。目前常用的方法有微型圆锥触探和微型十字板。

图 5-3-21 是美国 RPI 研究所的圆锥触探设备，可以在离心机的高加速度旋转中进行多点

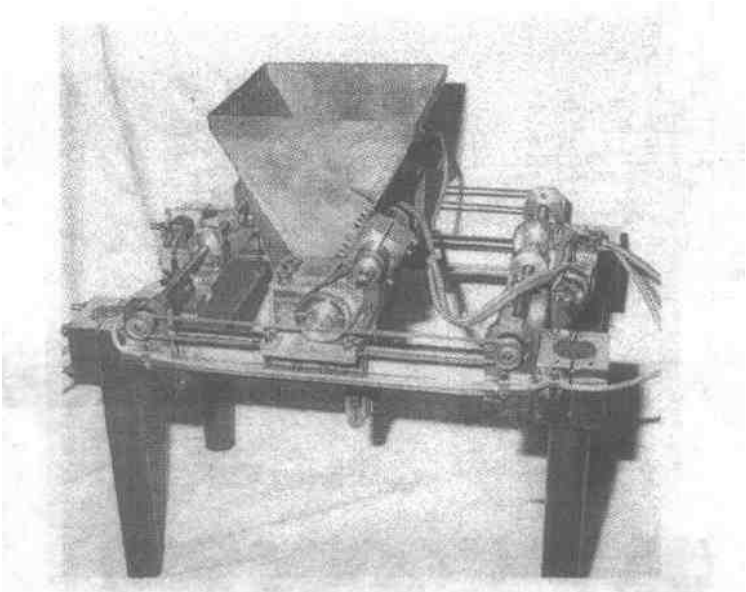


图 5-3-19　砂雨加荷装置(荷兰代尔夫特大学,Delft University)

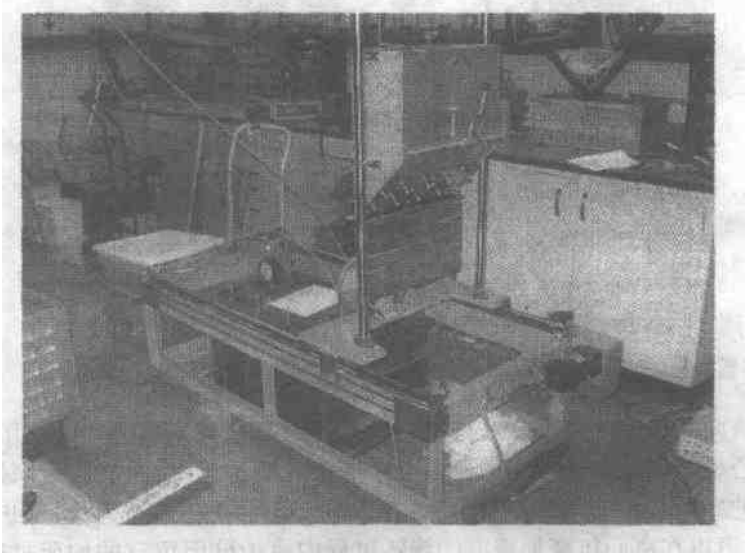


图 5-3-20　砂雨制模装置(美国哥伦比亚大学)

的触探检测。图 5-3-22 是荷兰代尔夫特大学(Delft University)的十字板检测仪,它也可以在离心机的高加速度旋转中自动检测土的强度。图 5-3-23 是手动的微型圆锥触探和微型十字板。

离心模型试验技术还处在不断的发展之中,它所涉及的研究范围越来越广泛,在不同类型的模型试验研究中,新的测试技术不断涌现,研究手段也越来越先进。可以预见,随着光电、微电子、计算机技术的不断发展进步,离心模型试验的模拟技术必将会有一个更大的发展。

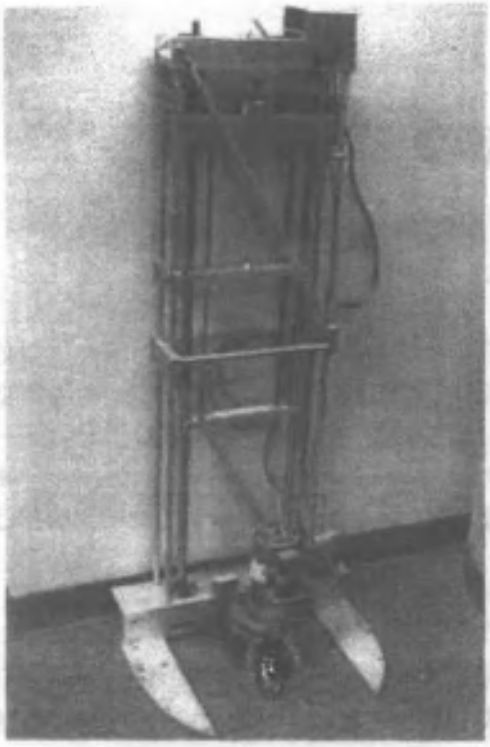


图 5-3-21　圆锥触探设备(美国 RPI 研究所)

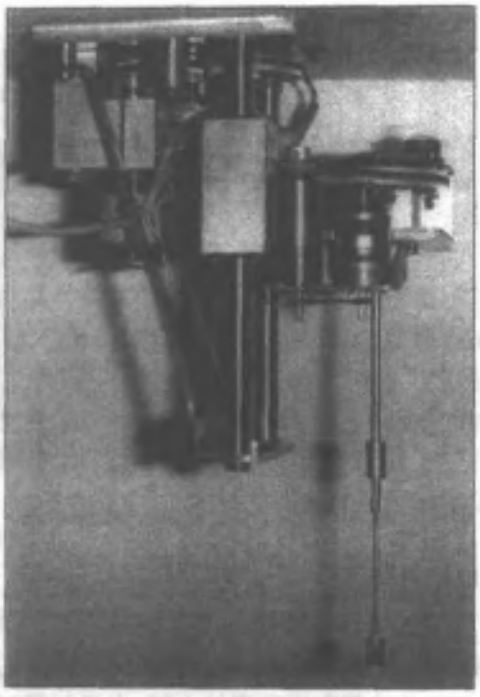
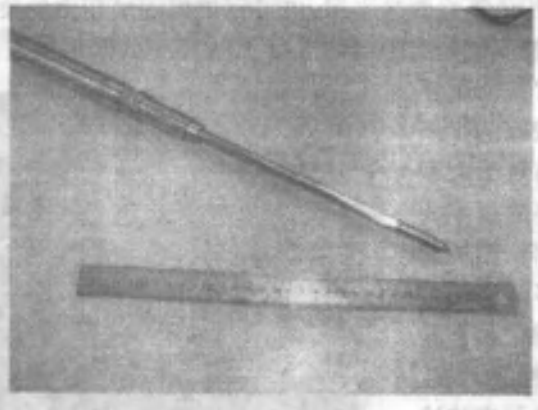


图 5-3-22　十字板检测仪(荷兰代尔夫特大学，Delft University)



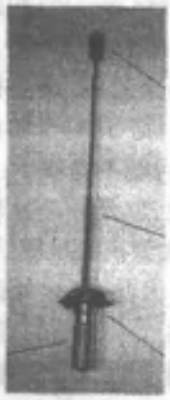


图 5-3-23　手动微型圆锥触探和微型十字板

第四章　离心模型试验模拟技术

第一节　模型土样的制备

由于采取原状土样将遇到各种各样的困难，目前大部分离心模型试验均采用人工制备土制作模型。到目前为止，仅有少数几个工程的模型试验使用了原状的土样。对于离心模型试验来说，模型土料的制备是一个至关重要的问题。模型制备中有两个主要问题应当考虑：一是如何使制备的模型土样达到设计要求的物理力学指标；二是如何保持不同模型之间土样物理力学指标的一致性。从目前的技术水平来看，对于干砂、饱和砂以及饱和粘土的模型制作已初步形成了相对成熟的技术。

一、饱和粘土模型的制备方法

国外的试验室在进行机理研究时，多数都采用具有较高渗透性的高岭土作为模型土料，一致性与重复性都比较好。在国内，有具体工程研究背景的项目较多，因此在进行工程项目的研究时，常常都取用原型的土料，来进行模型制作与试验。

饱和粘土模型土样的制备步骤是：晾干、粉碎、过筛、浸泡、搅拌，制成含水量约为2倍液限的泥浆，把泥浆注入模型箱，使泥浆固结，固结完成后可根据需要来制作模型。

泥浆固结常用的方法有三种。为了模拟地层的固结历史过程，可以采用在离心机上直接固结的方法。固结时，可以在土层上下设置排水层，也可以根据固结压力的要求，先铺覆盖针刺无纺布再加适当重量的砂，以提高模型土的固结压力、加速模型的固结过程。为了模拟较长的地基固结历史过程，离心机常常需要连续运行24h以上。这对于性能较好的小型离心机而言，问题不是很大。而对于大型的离心机来说，就是一个比较高的技术要求。此外，用大型离心机固结土样，消耗的能源亦很大。为此，国内外许多试验室都专门研制了粘性土模型的固结箱，通常是用一个自动伺服的液压装置来控制，以达到在恒定压力固结的目的。用这种方法这样固结出来的土样，比较均匀，易于控制，见图5-4-1。但也有人为了更为准确地模拟地基土的真实固结过程，利用渗透力的原理，在模型箱的顶部与底部施加一个渗透梯度，通过渗透体积力，来模拟实际土层在不同压力条件下的固结历史过程，

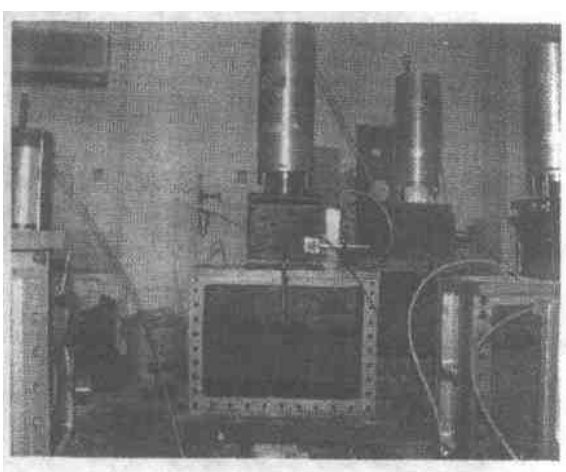


图5-4-1　粘性土固结自动伺服液压系统
（日本东京工业大学）

见图 5-4-2。

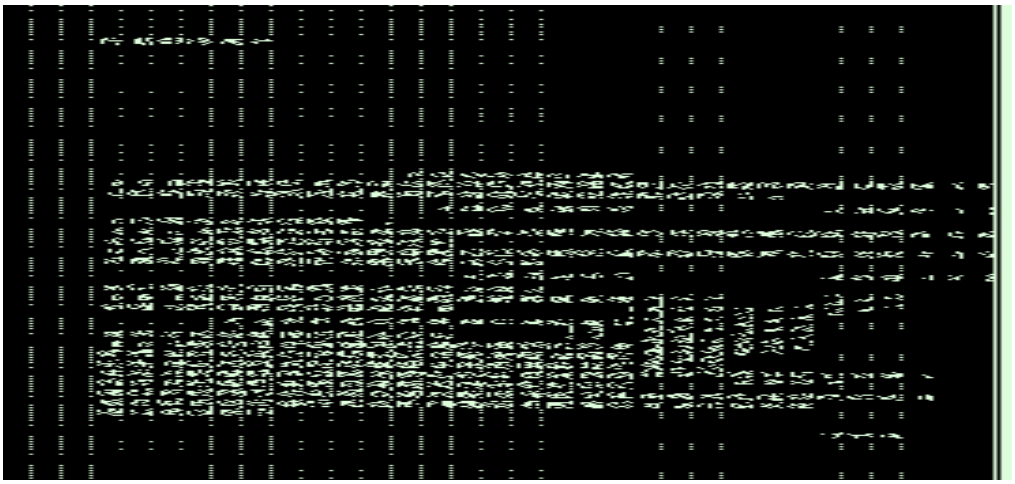


图 5-4-2　粘性土固结系统

通过大量的试验，J. Garnier 初步建立了粘土的不排水强度 C_u 与超固结比 OCR 以及上覆垂直土压力 σ_v' 的经验关系。这些关系，对于指导试验有一定参考价值。

$$C_u = K_1\sigma_v'(OCR)^m \tag{5-4-1}$$

式中：K_1，m——经验系数。

K_1 取 0.19～0.40，m = 0.57～0.59。这些强度指标是用专门设计的微型十字板和微型触探仪，在离心机运转过程中测定的。

对同一种土，J. Garnier 还分别用微型十字板和微型触探仪，测定了土的强度。给出了不排水强度 C_u 与锥尖阻力 q_c 的关系(图 5-4-3)：

$$q_c = K_2C_u \tag{5-4-2}$$

式中：K_2——经验系数，一般 K_2 = 14～18.5。

此外，K. Tani 和 W.H. Craig 建议了通过固结后土样含水量来估算固结土强度的方法：

$$\lg(C_u) = 3.804 - 0.101w \tag{5-4-3}$$

式中：w——固结后土样含水量，%。

由于重塑土破坏了土体原有的结构性，使重塑土难以模拟土体结构性的影响。日本港湾研究所的北詰昌樹等，曾尝试在高温条件下固结土样的方法，成功地模拟了土体应力应变的结构特性，并通过离心模型试验研究了土的结构性对结构物的影响。此外，沈珠江、蒋明镜尝试在三轴试验的试样中添加碎冰屑和水泥，也比较好的模拟了土的结构特性。这些工作都是有益的，但更为可靠的模拟方法与技术尚待发展。

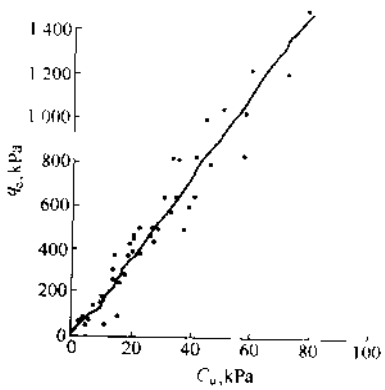


图 5-4-3　CPT 锥尖阻力 q_c 与不排水强度 C_u 的相关关系

二、砂性土模型的制备方法

砂雨法，即让模型砂在一定高度自由下落的模型制作方法。与击实方法相比，模型均匀，制作高密度模型时，不会产生颗粒的破碎。目前已开发出了多种砂雨器，如悬挂式、移动式、格板滤网式等。国外多家试验室开发出了各种全自动的砂雨器，见图 5-3-20。全自动砂雨器得到的结果令人满意。此外，试验中常用的手动式砂雨器，见图 5-4-4。

用自动砂雨器制备的砂基模型密度，整体来看在水平面上的密度分布比较均匀，干密度的大小相差在 ±0.5% 以内。从局部情况来看，中间部分密度小，边缘部分密度大，最大密度分布在模型箱长方向的两个端部，见图 5-4-5。模型沿深度应力分布见图 5-4-6。

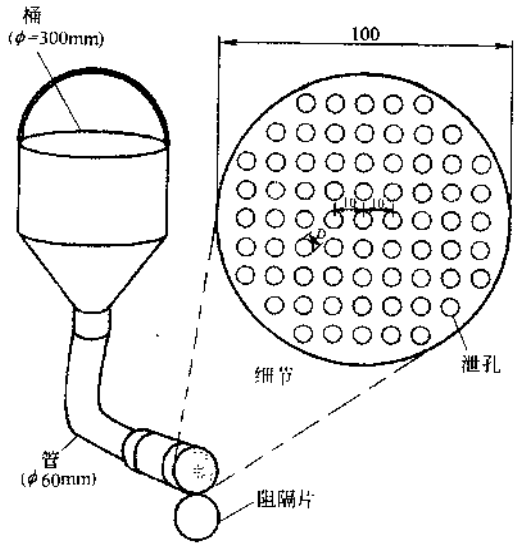


图 5-4-4　手动砂雨器结构示意图(单位：mm)

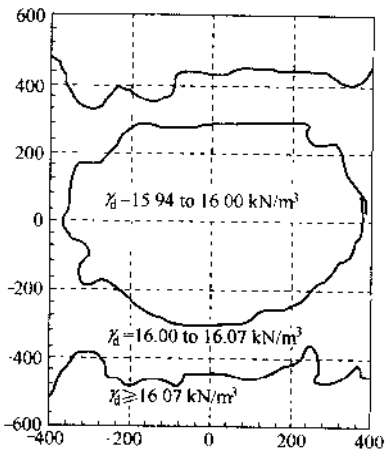


图 5-4-5　模型砂基的密度分布

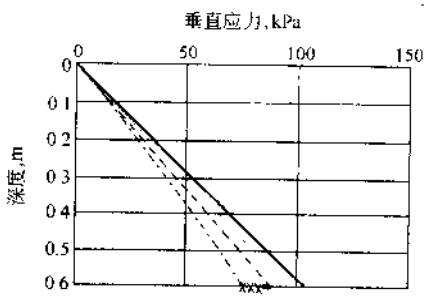


图 5-4-6　砂雨法砂基的应力分布

关于模型砂基的力学特性分布，法国 LCPC 通过大量的试验，得到了砂雨法制作的地基承载力分布，见图 5-4-7、图 5-4-8。图中的 $Q_c=(q_u-\sigma_v')/\sigma_v'$ 是无量纲化的地基承载力，q_u 为锥尖阻力。

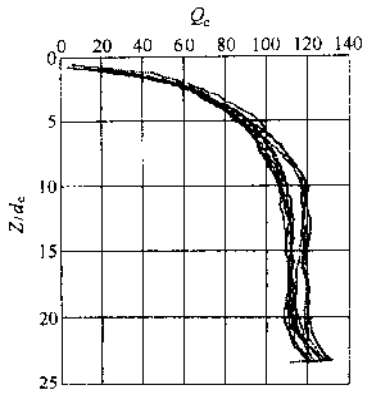


图 5-4-7 无量纲锥尖阻力与相对深度关系

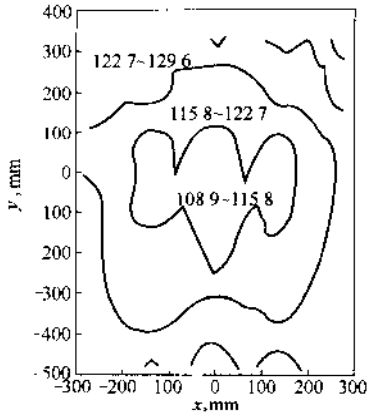


图 5-4-8 无量纲锥尖阻力在平面上的分布

第二节 粒径效应与几何尺寸效应问题

在离心模型试验中，一般用原型的土料来制作模型。但采用原型的土料，带来的问题是模型土料的粒径 d 与原型土料的粒径 D 之间不满足相似比例条件，模型的粒径 d 与模型结构物尺寸 B 之间，亦不满足相似的比例关系，由此而产生的试验偏差，叫做粒径效应与几何尺寸效应。粒径效应在离心模型试验中是始终存在的，它与时间比尺矛盾问题一起被认为是离心模型技术的两个缺陷。如果要把模型的土料严格按照相似比尺缩小后，原型无粘性的砂土在模型中就会变成有粘性的粘土，很显然，粘土与砂的力学性质有很大的差异，这样做就背离了模型材料力学性质与原型相同的离心模型试验基础，这种缩尺的做法不合时宜。也有人认为所谓的粒径效应并不存在，因为土力学本身就是在宏观的基础上建立的研究方法，不能按照细观甚至微观的要求来苛求宏观模型，宏观的力学表现一致应当作为第一要求。

大量的试验证实，细粒土不存在粒径效应。但在进行粗颗粒材料模型试验时，如土石坝、面板堆石坝等，原型的颗粒粒径太大，目前已达到 100～150cm。用原型的土料来进行试验已无可能，必须通过缩尺来配制模拟材料。在采用缩制的模拟材料时，主要考虑两个方面的问题。

其一是，缩制的土料最大粒径应为模型箱与模型结构物所允许，不会对试验结果产生影响。这个问题与进行粗颗粒材料的大型三轴仪试验时要考虑径径比的问题类似，试验结果表明，当模型箱的宽度与模型土料平均粒径之比在 60～250 时不会产生几何尺寸效应。

Ovesen 通过干砂圆形基础承载力试验表明：基础直径与砂平均粒径之比在 30～180 不产生尺寸效应。对于这个问题，徐光明、章为民通过试验，进一步证实，上述的径径比不应小于 23。

目前，国内外处理超粒径颗粒的方法大体有 3 种：剔除法、等量替代法和相似级配法。所谓剔除法，就是剔除超粒径颗粒，并将其剩余部分作为整体再计算各粒径组含量，这样使细粒含量相对增加，改变了粗粒土的性质，故除对超粒径颗粒含量极少的粗粒土外，一般不采用此法。所谓等量替代法，就是以模型箱最小尺寸所允许的最大粒径以下的粗粒，按比例等量替换

超粒径颗粒部分，经替代后的粗粒土级配虽保持了原粗、细颗粒含量，但改变了粗粒部分的不均匀系数 C_u 及曲率系数 C_c，有关试验证实，用等量替代法制备的试样较剔除法符合实际情况。所谓相似级配法，就是根据所确定的最大允许粒径按几何相似原则等比例将原粗粒土粒径缩小，即其颗分曲线按一定几何模拟比尺平移。这种方法虽使 C_u、C_c 保持不变，但细粒含量有所增加，使原粗粒土的工程性质有所改变，特别是对土渗透性影响较大。如三笠正人在模拟土石坝时采用此法，结果发现模型料具有了明显的凝聚力特性。

其二是，缩制后的土料与原型土料的力学性质的变异及其影响。目前，关于粗颗粒模型料的缩制方法仍是一个值得进一步研究的课题。Saboya 的研究表明，土的力学特性与参数是随着粒径、级配与不均匀系数而变化的。图 5-4-9 中给出了邓肯模型参数随粒径的变化情况。由此看出，缩制后的模型料在力学特性上与原型存在一定的差异。在分析试验结果时应考虑这种差异带来的影响。在试验中，应当根据试验的主要目标，选择关键力学指标作为主要控制条件，以达到关键力学表现正确的目的。

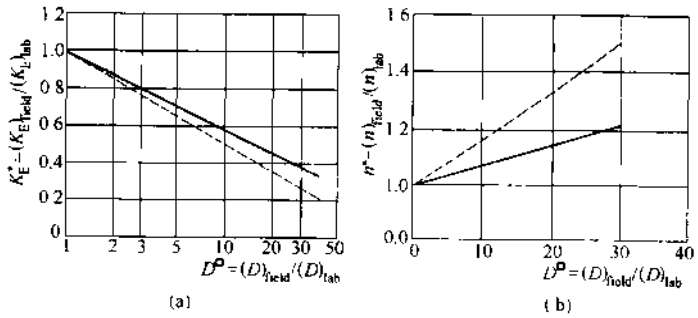


图 5-4-9　邓肯模型参数随粒径的变化

(a) K^* 与相对粒径的关系；(b) n^* 与相对粒径的关系

第三节　边界效应

离心模型试验中，模型是在模型箱里制作，并完成试验的，见图 5-4-10。边界效应来自模型箱边壁对模型的约束作用。要消除边界效应，对于不同的结构要求有所不同，对于圆形地基基础，消除边界效应的界限为基础到模型箱边壁的距离与基础尺寸之比应大于 3。

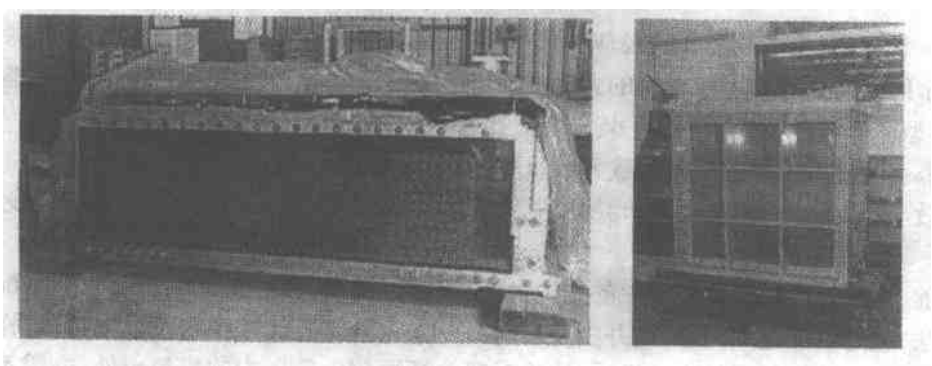


图 5-4-10　离心模型试验的模型箱

对于土体的滑动破坏，在制模时也应当在滑弧前预留充分的空间，以保证滑动体不受边界的影响。

消除箱壁的摩擦约束是每个试验都应当注意的问题。箱壁应当尽可能光滑，常可以采用涂硅脂、粘贴聚四氟乙烯薄膜等方法，来减少箱壁的摩擦力。

在进行大型土工结构试验时，常常因为模型箱尺寸的限制，很难做到全断面的模拟，需要截取关键的部位来研究，这样就使模型失去了原型的整体连续性，从而引起边界的截断误差。对这类问题，采用数值模拟与物理模拟相结合的方法，来研究截断误差是一个可行的办法。

在地震等动力试验中，地震波在模型箱的边界会发生发射，对试验造成不利的影响。常用的解决方法有两种：一种是采用常规刚性模型箱，在模型箱振动方向的两端加贴厚度为 20～30mm 吸波材料，吸波材料可以选购现成产品，也可以用乳胶制作，如南大 703，可以避免振动波在模型箱边界的反射；另一种方法是研制特殊的叠层式模型箱（Laminar Model Box），这种模型箱在水平方向的剪阻力非常小，可以有效地消除振动波在模型箱边界的反射。国外的试验室和研究机构大都使用叠层式模型箱来消除振动波在边界的反射，见图 5-4-11。

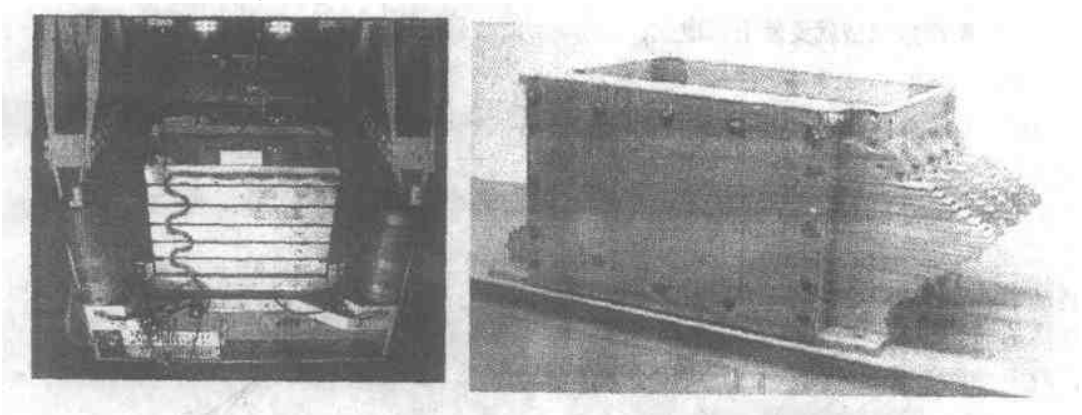


图 5-4-11　能消除波反射的叠层式模型箱（Laminar Model Box）
（a）UC Davis；（b）RPI

第四节　离心模型试验的误差与精度问题

离心惯性加速度场是通过离心机的旋转而产生的，离心机旋转产生的离心惯性加速场是沿旋转中轴形成的一个个圆形的柱面，在每个等半径的圆柱面上，其离心惯性加速场的惯性势是相等的，离心加速度也相同，离心加速度的大小与半径成正比：$a = \omega^2 R$。这样，在模型的不同高度上，所受到的离心惯性力是不同的。那么离心模型的误差应当如何来确定呢？如第一章的分析，土工模型中应力与原型相等是模型试验的核心，离心模型的误差应从应力的误差来分析。图 5-4-12 是在 ng 条件下，模型理想状态的垂直应力与原型的垂直应力分布。

在模型中
$$\sigma_{vm} = \rho n g h_m \tag{5-4-4}$$

在原型中
$$\sigma_{vp} = \rho g h_p \tag{5-4-5}$$

按照应力相等的原则，则应当有 $\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$，$h_p = n h_m$。事实上，由于模型中的加速度分布与

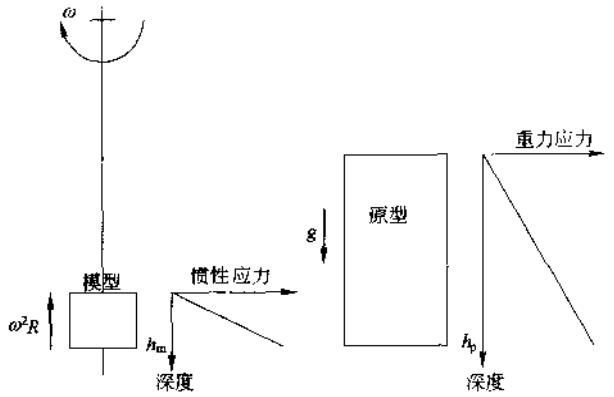


图 5-4-12　原型的应力分布与模型的理想应力分布

半径有关，并不是均匀的，因此模型的应力分布与原型也是有差异的；如图 5-4-13 所示。

用模型模拟原型就要使下式成立：

$$\sigma_{vp} = \rho g h_p = \rho g n h_m = \sigma_{vm} \qquad (5\text{-}4\text{-}6)$$

离心模型的 ng 是通过离心机的旋转得到的，即：

$$ng = \omega^2 R_e \qquad (5\text{-}4\text{-}7)$$

R_e 是模型试验的计算有效半径。令 R_t 为转动中心到模型顶的半径，R_b 为转动中心到模型底的半径，从模型顶起，深度为 z 处的应力：

$$\sigma_{vm} = \int_0^z \rho\omega^2(R_t + z)\mathrm{d}z = \rho\omega^2 z\left(R_t + \frac{z}{2}\right) \qquad (5\text{-}4\text{-}8)$$

如在 $z = z_0$ 处，模型应力等于原型应力，从式(5-4-6)、式(5-4-7)和式(5-4-8)可以确定模型的有效半径为：

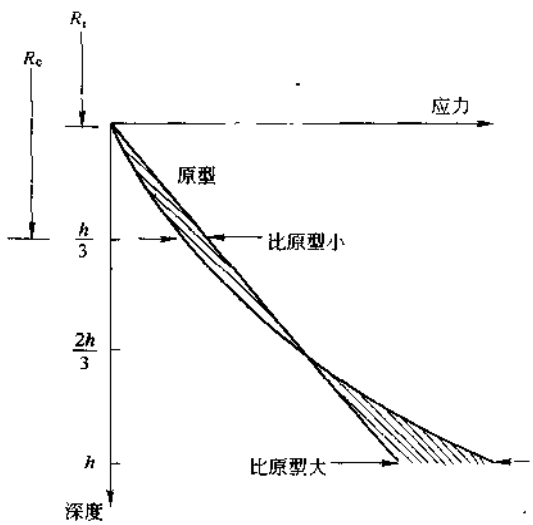


图 5-4-13　模型的实际应力分布

$$R_e = R_t + 0.5Z_0 \qquad (5\text{-}4\text{-}9)$$

从图 5-4-13 中可以看到，在模型的上部，模型的应力比原型小，而在模型的底部，应力偏大。在偏小的部分，当高度为 $0.5z_0$ 时，模型应力与原型应力的误差最大，为：

$$\gamma_u = \frac{0.5z_0\rho gn - 0.5z_0\rho\omega^2\left(R_t + \frac{0.5z_0}{2}\right)}{0.5z_0\rho gn} \qquad (5\text{-}4\text{-}10)$$

化简后

$$\gamma_u = \frac{z_0}{4R_e} \qquad (5\text{-}4\text{-}11)$$

应力偏大部分的最大误差发生在模型底部，即 $z = h_m$，同样的处理可以得到应力偏大部分的误差为：

$$\gamma_0 = \frac{h_m - z_0}{2R_e} \tag{5-4-12}$$

让应力偏大与应力偏小部分的误差相等，模型的整体偏差最小，可以得到：

$$z_0 = \frac{2}{3}h_m \tag{5-4-13}$$

亦即是

$$R_e = R_i + \frac{h_m}{3} \tag{5-4-14}$$

上式表明，当把转动中心到模型的 2/3 高度处作为有效半径时，此时离心模型的应力误差最小，其值为

$$\gamma_u = \gamma_0 = \frac{h_m}{6R_e} \tag{5-4-15}$$

对大多数的离心机来说，h_m/R_e 小于 0.2，因此模型中的应力与原型应力的最大误差要小于 3%。由此证明，用离心模型来研究岩土工程问题，其试验设备的精度是有足够保证的。

事实上，离心模型试验的准确性与误差的大小，并不是仅由离心机加速度场来决定的，而主要取决于试验人员对试验目标的把握，取决于模型的制备技术，取决于试验的模拟技术，如对施工过程的模拟、对粒径效应与几何尺寸效应、边界效应的处理等方面。

第五节　模型的模拟

模型的模拟是离心模型试验中较为独特的试验验证方法，也是离心模型的特点之一。根据相似理论：

$$l_p = n \cdot l_m \tag{5-4-16}$$

式中：l_p——原型长度；

l_m——模型长度；

n——模型比尺。

对于某一个特定的原型而言，l_p 是固定的，而模型比尺确可以有无数种选择。原型的物理力学特性在确定的条件下是唯一的，一个好的科学的试验方法在不同模型比尺条件下，从模型试验所得到的原型结果应当是一致的。这个方法，就叫做模型的模拟。用模型的模拟可以找出粒径效应、几何效应与边界效应等试验偏差，验证试验结果的可靠性与正确性，是一个很有效的研究方法与手段。

如图 5-4-14 所示，土堤的试验可以在 10g 加速度条件下进行，也可以在 100g 的加速度条件下进行，由于它所模拟的为同一原型实体，它们之间也存在着相似的关系，它们所得到原型力学参量应当相同。

模型的模拟是离心模型试验中的一个特有的方法，常用图 5-4-15 的方式来表达。图中的 A1、A2、A3 分别代表图 5-4-14 中的原型与模型。在 Ovesen 的文章中，罗列了各种不同类型模型模拟的结果，这些结果充分展示了离心模型相似理论的完美一致性，这种在不同比尺条件下能够相互验证的试验方法，也是常规模型试验方法无法比拟的。

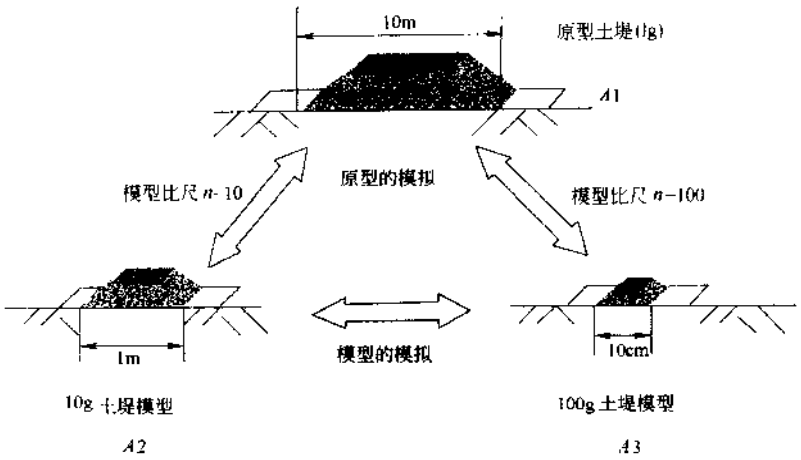


图 5-4-14　土堤在不同模型比尺条件下的模拟

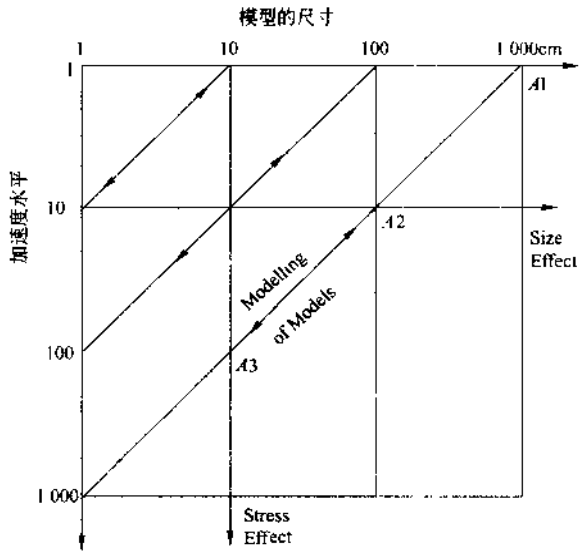


图 5-4-15　模型的模拟

第六节　土石坝填筑变形的离心模拟方法

土石坝是分层填筑完成的，而离心模型一般则是试验前一次做成的，两者有明显的区别。由于离心模型模拟分层填筑施工过程存在较大难度，目前的分层填料装置，可以分层撒料，但在填筑密度的控制、变形标记设定、模拟坝体分区等方面遇到了巨大的困难。章为民、徐光明依据相似理论，提出了用加速度的增加过程来模拟坝体逐步升高的方法。

一、土石坝变形的量测方法

土石坝的变形量测是边施工边进行的。在土石坝分层填筑的过程中，先填好一层以后再

埋设量测变形的标记。只有待标记埋设完成以后，才能实施测量，而此时该标记以下部分坝体已填筑完成，其自重作用下的变形已近结束，因此刚填好的一层的变形此时就必然为零。由此，土石坝施工期变形测量是这样的一个过程，即把每一填筑层作为荷载，记录由此荷载所产生的各个标记的变形增量；把每一标点在各填筑层作用下所产生的增量叠加起来，就得到竣工期的变形，见图 5-4-16。

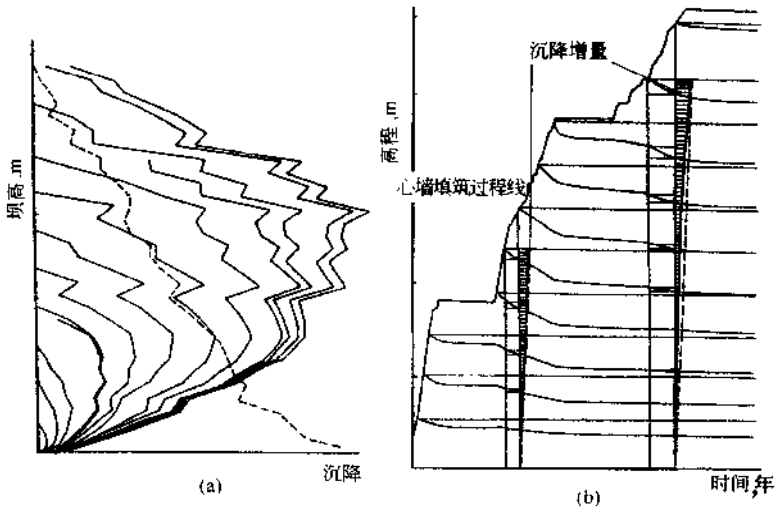


图 5-4-16　土石坝变形的量测
(a)沉降分布；(b)沉降过程线及沉降增量分布

二、离心模拟方法

如上所述，土石坝施工期变形有两个特点：一是变形标点的埋设取决于坝体逐层加高的分层填筑过程；二是坝体的变形按增量方式叠加。如果离心模型能够模拟这两个特点，就可以模拟坝体的施工过程。首先，离心模型可以模拟坝体的分层填筑升高过程，根据相似理论，在离心机加速度增加的过程中，模型所模拟的原型坝体也是逐步增高的。如一个原型坝，高 100m，按模型比尺 $n=100$ 设计，模型高为 1m。当离心加速度上升到 $10g$ 时，模型所模拟的原型坝高为 10m，上升到 $20g$ 时模型模拟原型坝高为 20m，$30g$ 时原型坝高为 30m，当加速度达到 $100g$ 时，模型所模拟的原型坝就升到了竣工高度 100m，见图 5-4-17(a)。因此，离心加速度的增加过程就模拟了坝体逐步填筑升高的过程。当然，离心模型所模拟的坝体升高过程与实际的坝体填筑过程并不完全一致。从图 5-4-18 可以看出，两种筑坝的过程在上、下游坝坡差别比较大，而在中轴线附近的升高过程是完全一致的，从大坝的纵断面来看，两种方式的筑坝过程完全相同，见图 5-4-17(a)。关于两种不同的填筑过程对竣工期坝体应力、应力路径及变形的影响见参考文献。

在离心模型试验中，变形可以通过位移传感器、高速摄影及图像数字化处理等手段来求取，一般可以得到一个变形与加速度的过程线，见图 5-4-17(b)。严格来说，这一过程线并不是坝体某一特定点的变形过程，它是坝体不同部位在不同时刻变形的累加。因此这条线上某一点的变形并无准确的实际物理背景，但是两点的变形差是有物理意义的，因为加速度的变化代表了坝体高度的变化，因而变形的变化就可以看作是坝体高度变化而产生的。

下面以安装在模型坝顶的位移传感器所得到的位移—加速度过程线为例。假定模型比尺

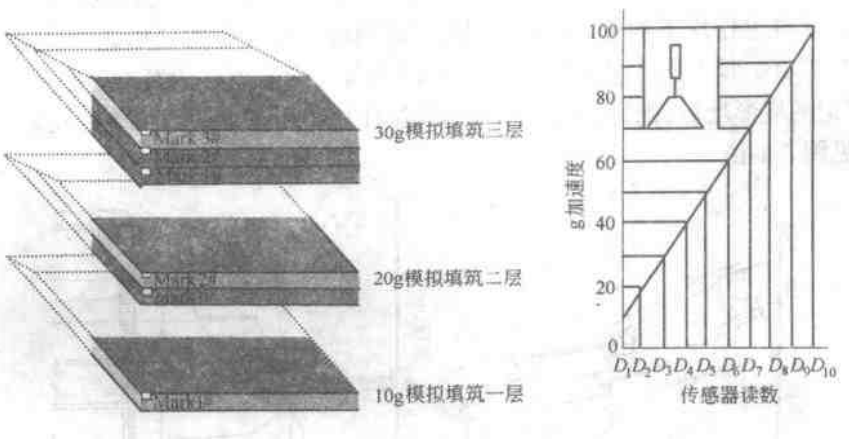


图 5-4-17　土石坝变形离心模拟方法
(a)土石坝分层填筑过程的模拟;(b)离心模型的变形

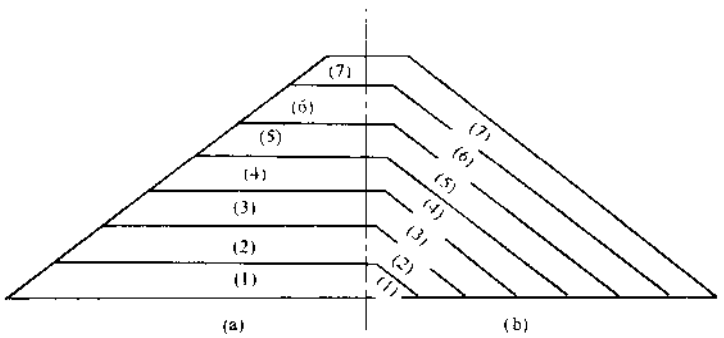


图 5-4-18　土石坝填筑过程与离心模拟的过程
(a)实际坝体;(b)离心模拟过程

为 100,为模拟分 10 层填筑的施工过程,把过程线 10 等份。从过程线上可读到 $D_1, D_2 \cdots\cdots D_{10}$ 10 个位移值,它们分别表示坝体填筑到不同高度时,坝顶位移传感器累计读数。如图 5-4-17(b),在 $10g$ 时读数为 D_1,此时坝体升高到 1/10 坝高,相当于完成了第一层的坝体填筑,对应原型的情况,此时埋设第一层标记 1 号,因此第一层此时的沉降变形为 $\delta_1 = 0$。当加速度达到 $20g$ 时,模型所模拟的原型坝体升高到 2/10 坝高,相当于第二层填筑完成,同样埋设第二层标记 2 号,由于刚完成埋设,第二层的沉陷 $\delta_2 = 0$。而此时第一层 1 号标记处则有一个由第二层填土重量而产生的沉降变形增量 δ_{12}。事实上,这一沉降的增量是可以通过高速摄影或图像处理等方法比较准确地测量。当只有坝顶传感器时,可以根据实测的变形增量来假定模型的变形增量分布,图 5-4-16 中已给出了由填筑土层重量而产生的沉降增量分布的实测值。为简单起见,不妨假定分布是线性的。有了沉降增量的分布规律,就可以推出坝顶以下各层的沉降增量了。这样,当加速度从 $10g$ 上升到 $20g$,坝体则从 1/10 坝高升高到 2/10 坝高,此时坝顶的沉降增量为 $\Delta\delta_2 = D_2 - D_1$,由沉降增量沿坝高的分布可推出此时第一层标记 1 号处的沉降增量

应为 $\Delta\delta_2/2$。此沉降的增量值是在 $20g$ 时测读的，根据相似理论，此增量推算到原型时的模型系数是 20，而不是模型的设计比尺 100，因此该沉降增量值还应乘一个比尺加权系数 20/100，这样在第一层标点 1 号处由第二填筑层而产生的沉降增量应为 $\Delta\delta_{12}=(20/100)\times(1/2)\times\Delta\delta_2\times100$。同样的，当大坝从 2/10 坝高升到 3/10 坝高，坝顶的沉降增量为 $\Delta\delta_3=D_3-D_2$，此时，第三层刚填筑完毕，$\delta_3=0$，而由于第三层土重的作用，在第二层标记 2 号和第一层标记 1 号处将各产生一个新的沉降增量。把各标记点的沉降增量累加起来，便得到在第三层填完时各标点的总沉降量：

$$\begin{aligned}\delta_1&=\left(\frac{20}{100}\times\frac{1}{2}\times\Delta\delta_2+\frac{30}{100}\times\frac{1}{3}\times\Delta\delta_3\right)\times100\\\delta_2&=\left(\frac{30}{100}\times\frac{2}{3}\times\Delta\delta_3\right)\times100\\\delta_3&=0\end{aligned}\tag{5-4-17}$$

当加速度增加到 $40g$、$50g$……$100g$ 时，按上述方法类推，就可得出符合实际的坝体沉降及其沿坝高的分布。设 n 为模型比尺，m 为模拟的原型坝施工分层数，δ_{ij} 为原型坝体第 i 层处由第 j 层施工所引起的沉降值，D_j 为模型在加速度为 (jn/m) 时模型的沉降读数。由前面的分析，可得到：

$$\begin{aligned}&\delta_{ij}=0 && \text{当 } i\geqslant j,(i,j=1,2,3\cdots\cdots m)\\&\delta_{ij}=\frac{i}{m}(D_j-D_{j-1})n && \text{当 } i<j,(i,j=1,2,3\cdots\cdots m)\end{aligned}\tag{5-4-18}$$

当坝体竣工时，原型坝第 i 层的最终沉降为：

$$\delta_i=\sum_{j=i+1}^{m}\delta_{ij}=\frac{in}{m}\sum_{j=i+1}^{m}(D_j-D_{j-1})\tag{5-4-19}$$

当模型沉降与加速度过程线近似线性分布时，则有：

$$\delta_i=\frac{in}{m^2}D(m-i)\tag{5-4-20}$$

坝体施工期的最大沉降为：

$$\delta_{max}=\frac{nD}{4}\tag{5-4-21}$$

式(5-4-20)、和式(5-4-21)中的 D 为模型坝顶的最终沉降量。根据图 5-4-18 的模型试验过程线，按前述的方法得到的坝轴线上各点的沉降过程线及沉降沿坝高分布在图 5-4-19 中给出可以看出离心模拟所得的沉降分布与沉降过程与实际基本一致，见图 5-4-16。

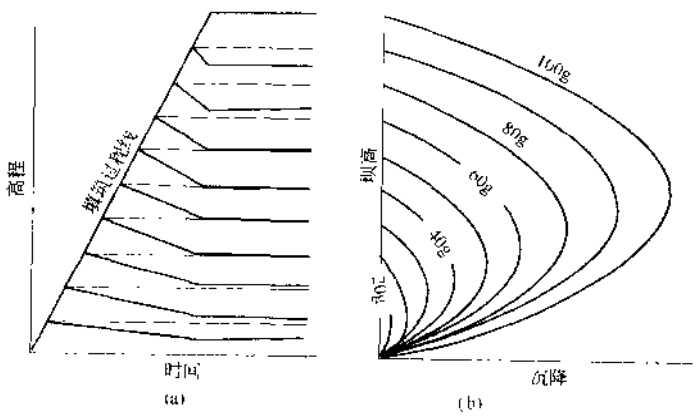


图 5-4-19　离心模拟方法得到的土石坝变形
(a)沉降过程线；(b)沉降分布

第五章　应用举例

一、离心模型技术在三峡工程高边坡研究中的应用

三峡水利枢纽是治理开发长江的一项关键工程。三峡的边坡工程除影响库岸稳定的链子岩、黄腊石等有名的天然滑坡外，在永久船闸、临时船闸及升船机、电站厂房、导渠施工中均有高陡深挖的人工边坡。其总开挖量近 6 000 万 m^3，对工程的安全、经济和工期都有很大影响。

韩世浩、王慧华 利用离心模型，依据岩石开挖边坡的相似理论，采用模型模拟材料，研究了三峡船闸高边坡的应力、变形和稳定性以及边坡不连续面构造部位的破坏机理。影响开挖边坡岩体稳定的因素是多方面的，如岩体的裂隙、断层和其他不连续构造面，还有原岩应力场、地下水条件、开挖方式程序以及地震或爆破影响等。三峡工程中的人工开挖边坡实际是一项包括了工程地质、岩石力学、工程结构、施工技术、岩体工程等多学科多领域的综合研究项目。

模型材料的模拟是三峡工程高边坡离心模型的关键技术之一。考虑到岩体中存在的裂隙、断层和其他不连续构造面，直接采用原型材料有较大的困难，在三峡工程高边坡的离心模型试验中，用重晶石粉为填充料模拟花岗岩，用半水石膏与水拌和成为粘结剂，浇铸成型。辉绿岩脉用重晶石粉模拟，用石灰石粉为填充料，水和石膏为粘结剂，油作添加剂，压模成型。F215 断层用聚脂薄膜来模拟。

经过力学性试验，模型材料基本上满足了相似要求，而且性能稳定、加工工艺性好。经过一定的表面处理，能同时满足电阻片测量和云纹测量的要求，可以同时进行应力和位移测量。

试验研究断面，根据离心模型的特点，突出了主要的地质构造，简化了非主要的地质构造。模型概化如图 5-5-1 所示。为了能同时测量应力和位移，模型材料的弹模选在 1 000MPa 左右。

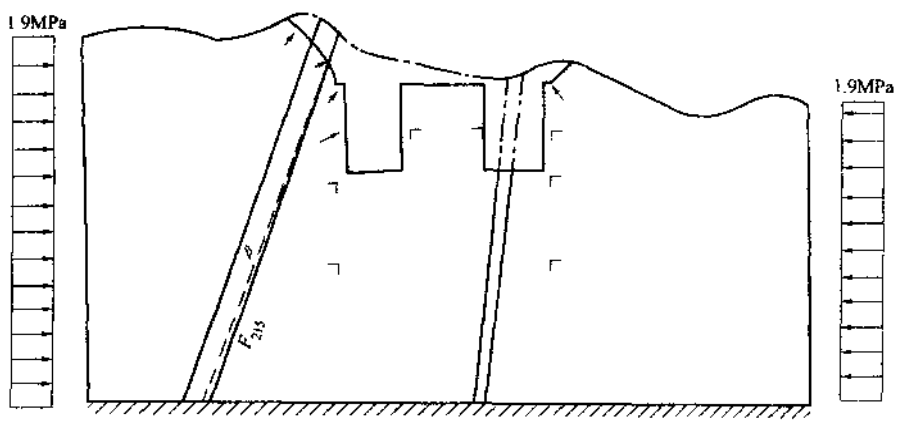


图 5-5-1　模型试验断面

岩石边坡开挖模拟方法，在模型上按照闸室开挖轮廓线事先设置一种人为弱面。这个弱

面在力学上满足传压、传剪、不传拉的要求。在试验中，通过离心惯性力模拟地应力加载，待初始应力场形成之后，用离心机中专门设计的气压和机械装置将开挖部分的岩体提起，使模型形成开挖后的剖面。通过电测和云纹照相，测量开挖前后的应力和位移变化。模拟开挖过程分两步进行：先用气压装置提起闸室顶部以上部分，再用机械装置将闸室部分提起，来模拟施工过程的影响。图 5-5-2 、图 5-5-3 是模型开挖前后的应力变化情况。

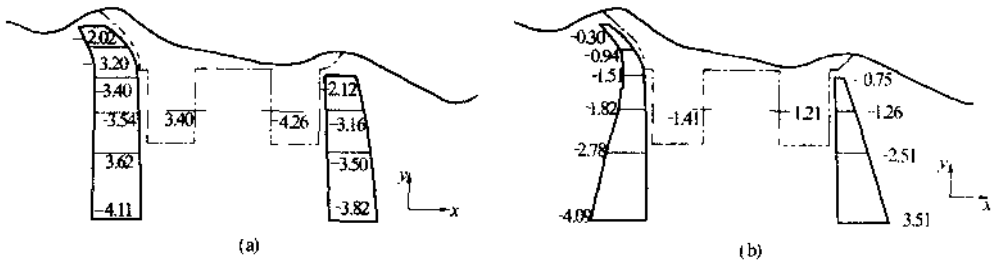


图 5-5-2　模型开挖前的应力分布

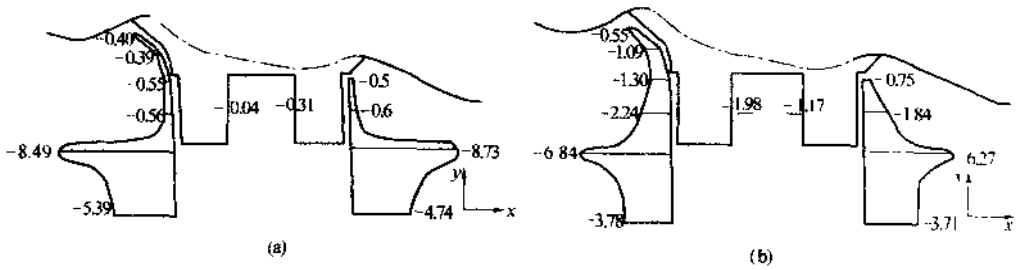


图 5-5-3　模型开挖后的应力变化

离心模型试验的结果验证了有限元数值计算的结果，还得到了岩石边坡的破坏形态，为设计研究工作提供了重要的试验根据。

二、南水北调工程穿黄隧洞衬砌土压力离心模型试验

南水北调工程在穿越黄河时拟采用地下隧洞方案，隧洞埋深 20 余米，隧洞外径近 10m，隧道施工计划采用盾构法，在砂土中修建这样大型的隧洞在国内外都是罕见的。周小文、濮家骝完成的离心模型试验，研究了两个问题：一是隧洞开挖过程的模拟技术；二是穿黄隧洞的开挖稳定和土—结构相互作用问题。

隧洞开挖过程的模拟试验方法。隧洞开挖中洞壁应力释放的过程，也可看成是洞周土体的支护压力减小的过程。试验中隧洞用乳胶制作的圆柱形气囊模拟，通过释放气囊中的气体压力，来模拟隧洞的开挖过程。

模型如图 5-5-4 所示。试验模型砂取自穿黄工程的原型粉细砂。模型采用干砂制作，干密度为 1.742 kg/m^3，相对密度为 0.65。模型砂土分层压实到设定的密度，在层与层之间用染色砂做出水平的标记，这个标记用于观察土的位移和破坏形态。在气囊顶之上 1cm 处砂土内埋设一沉降标 A，在模型表面设三个表面标 B、C 和 D，用 LVDT 位移传感器测量模型表面砂土的竖向位移。试验中随着离心机加速度的增加，同步增加气囊内的气压力，使气压与囊顶的土压力相等，以近似模拟洞周土未开挖的状态，直到离心机加速度达到设定的值 100g。然后，在加

速度不变的情况下，逐步减小乳胶囊内的气压，模拟原位开挖或支护压力减小，直到模型破坏为止。在此过程中，在监视器上观察模型标记的位移情况，并进行位移数据的采集。

土—结构相互作用模拟试验。实际盾构法施工中存在盾尾间隙，间隙的形状一般为朝下的月牙形，顶部高度以 h 表示。试验中根据经验假设间隙高度 h 为 200mm，则模型的间隙高度设定为 $h/100$，即 2mm，如图 5-5-5所示。

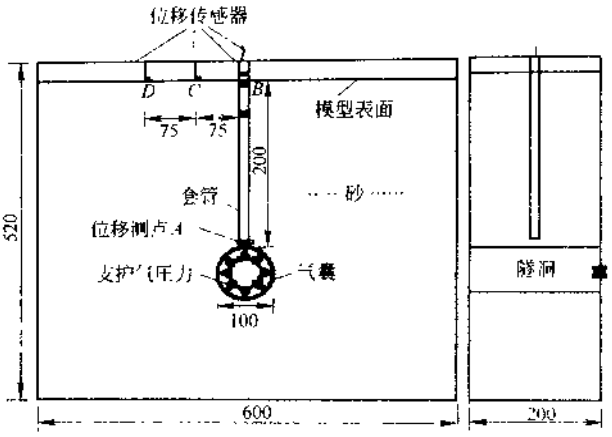


图 5-5-4 模型试验示意图(单位：mm)

隧洞混凝土衬砌结构用铝合金圆筒模拟，圆筒外径为 96mm，壁厚 3.2mm。在铝筒外表面安装微型压力传感器，用以测量沿洞周的土压力分布；内、外表面设置应变片测量应变。

离心机运转分三个阶段进行。第一阶段，离心加速度逐步增加到 100g，模拟尚未开挖的状态。第二阶段，保持 100g 的加速度不变，逐步减小气囊内的气压到零为止，模拟开挖和洞壁支护压力减小的状态。在这一阶段，洞周土体发生朝向衬砌结构的位移，两者之间的间隙闭合，发生土-结构的相互作用；第三阶段，降低离心机加速度，直到静止状态，试验结束。

模型试验得到的隧洞拱顶及地表面的地层位移 S 与支护压力 p 的关系曲线，如图 5-5-6 所示。图中位移已换算为原型位移。可以看出，当隧洞支护压力 p 降低时，拱顶及地面的位移 S 开始缓慢增加，随后以较快的速度增加，当 p 降低到某一个较小的支护压力时，洞顶的土体产生塌落。在盾构法施工中，为了防止地表面发生沉降，常需严格控制支护盾尾砂土的注浆压力。由试验所得的 S—p 曲线可知，如果允许地表发生少量的位移，则洞内支护压力可以比原地基土压力有较大程度的降低。

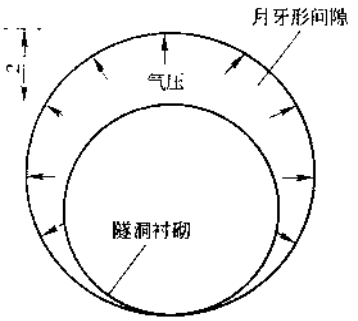


图 5-5-5 模型的盾尾间隙

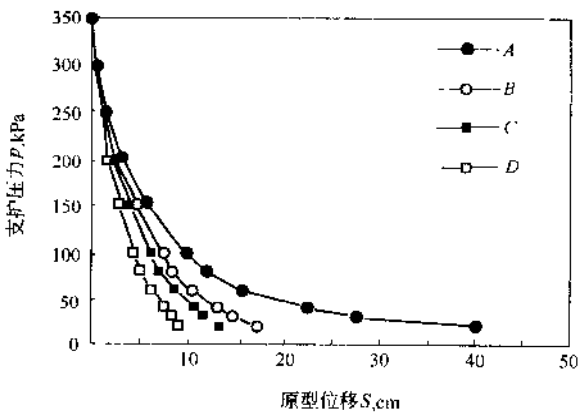


图 5-5-6 试验所得的 S-p 曲线

衬砌与洞壁之间的初始间隙闭合和土—结构相互作用稳定后，作用于衬砌结构上的土压力及其分布如图 5-5-7 中实线所示。图中用虚线标出 K_0 状态下衬砌各点法向的土压力。试验所得的土压力大约仅为 K_0 状态土压力的一半。这说明在初始间隙闭合和土—结构相互作用过程中，土的抗剪强度和拱效应得到发挥，使得土体有一定的自立能力，因而作用于衬砌结构的土压力减小。

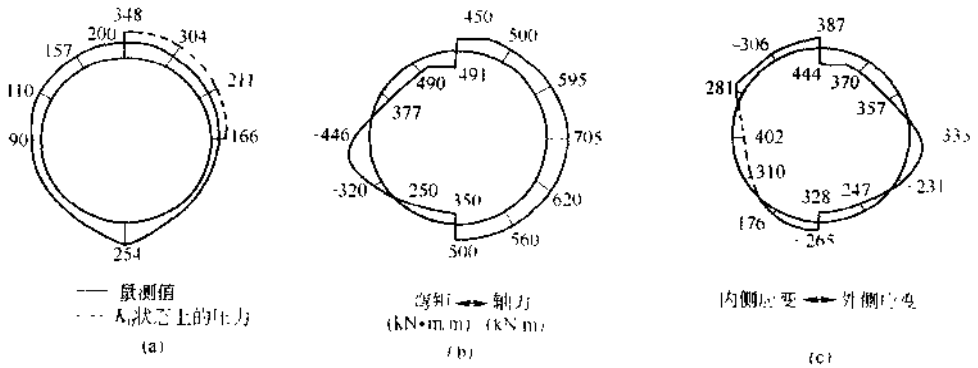


图 5-5-7　衬砌所受的竖向土压力与应力应变分布

(a)土压力；(b)弯矩和轴力；(c)应变(10^{-6})

衬砌结构的最大正弯矩和最大负弯矩分别发生在拱顶和起拱水平线处，衬砌轴力在起拱线处为最大，表明衬砌所受的竖向土压力大于水平向土压力。

衬砌外表面的顶部和底部区域为压应变，起拱处附近区域为拉应变。衬砌内表面与外表面相反，压应变发生在起拱区域，而拉应变在顶部和底部区域。

试验结果表明：由于强烈的拱效应作用，隧洞周围的砂土能够在远小于原位土压力的支护压力下保持稳定；当隧洞衬砌与周围土体有一个初始间隙(盾尾间隙)时，土体经过位移与结构发生相互作用，最后作用在衬砌结构上的土压力远小于原位土压力。

三、瀑布沟坝基防渗墙离心模型试验

瀑布沟水电站坝基覆盖层深厚，达 70 余米。设计拟采用坝基覆盖层防渗墙防渗方案。该坝坝体巨大，覆盖层深厚，防渗墙与心墙的连接形式及其防渗墙的墙体应力是该坝的技术关键。深厚覆盖层的防渗墙设计计算尚无成熟的理论可依，只能靠过去的经验结合有限元数值方法来分析。但是有限元数值方法在模拟墙体与土体的相互作用方面有相当大的困难，不同处理方法往往得到差异很大的结果，不作进一步分析难以应用。为验证设计计算、比选、优化设计方案，进行了离心模型试验。

试验遇到的第一个问题是原型太大，无法进行全断面模拟的问题。瀑布沟坝体加覆层高度为 256m，断面底宽约 800m。坝体巨大，受模型箱尺寸的限制，只能截取关键部位来进行试验研究，如图 5-5-8 所示。一般来说，这种截断边界对试验的结果是有影响的。该试验的关键问题是防渗墙的墙体应力，为了研究截断边界对防渗墙应力、变形的影响，章为民等对不同截断边界的影响情况进行了有限元数值模拟。计算分三种情况进行，方案一是模拟全断面情况，方案二模拟 1/2 坝宽，方案三模拟模型坝宽情况，见图 5-5-8。三个方案的计算条件，计算参数完全相同。方案二、方案三的截断边界条件为水平方向位移固定、垂直方向变形自由。图 5-5-9是模拟计算的结果，可以看到三个方案防渗墙附近的土体沉降变形与垂直应力分布及大

小基本相同。数值试验表明，试验断面的选取对防渗墙墙体应力的影响不大，可以满足工程研究的精度要求。

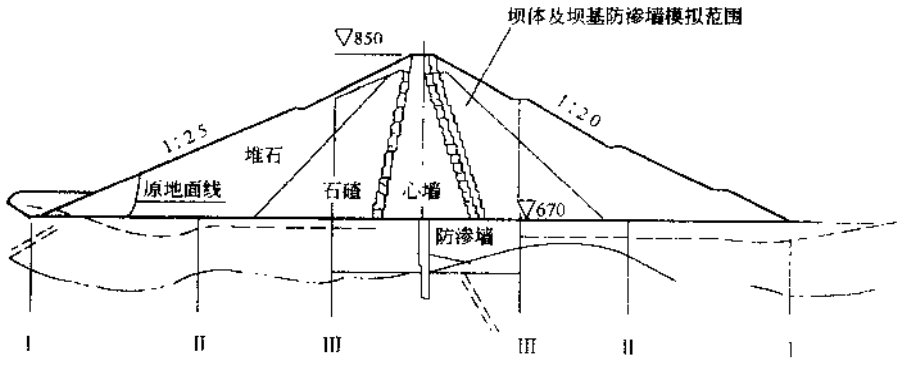


图 5-5-8　瀑布沟坝基防渗墙离心模型试验

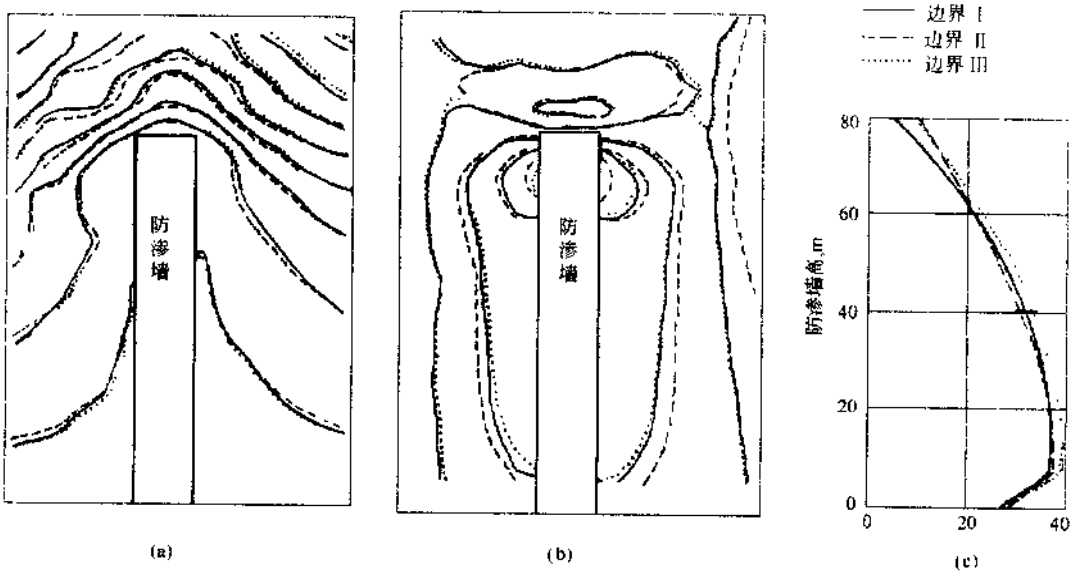


图 5-5-9　不同的截断边界对试验结果的影响

(a)墙体周围土体沉降；(b)墙体周围土体应力；(c)墙体垂直应力

防渗墙的模拟。防渗墙是一个复杂的受力构件，同时受到压、弯的作用。从受弯曲的作用来看，防渗墙符合弹性薄板的条件：$8 < \delta/L < 100$，因而可以把防渗墙作为一薄板考虑，用板的弯曲方程来推求相似条件。根据板的弯曲方程可得到弯曲条件下的相似条件为：

$$h_m = \frac{h_p}{n}\sqrt[3]{\frac{E_p}{E_m}\frac{(1-\mu_m^2)}{(1-\mu_p^2)}} \tag{5-5-1}$$

$$\sigma_p = \frac{(1-\mu_p^2)}{(1-\mu_m^2)}\left(\frac{h_m}{h_p/n}\right)^2\sigma_m \tag{5-5-2}$$

式中：h——墙厚；

E——墙体弹性模量；

μ——泊松比；

下标 p——表示原型；

下标 m——表示模型。

对板的面内轴向受力情况，有以下的相似条件：

$$h_m = \frac{h_p}{n}\frac{E_p}{E_m} \tag{5-5-3}$$

$$\sigma_p = \left(\frac{h_m}{h_p/n}\right)\sigma_m \tag{5-5-4}$$

对比式(5-5-1)与式(5-5-3)可以看到，防渗墙在弯曲与单轴两种受力条件下，其相似条件是不同的。相似条件取决于模型材料与原型是否相同。图 5-5-10 给出了弯曲与单轴两种受力条件下的相似条件与弹模比的关系。当模型与原型材料相同时，模型与原型在两种受力状态中全相似。在 $E_m \neq E_p$ 的条件下，两种受力状态就达不到全相似，这时应以一种受力状态为主，而对另一种受力状态进行修正。修正的内容应包括变形与应力。在离心模型试验中，用混凝土来制作厚度只有几毫米的模型墙难度较大，一般需用替代材料来制作模型墙。

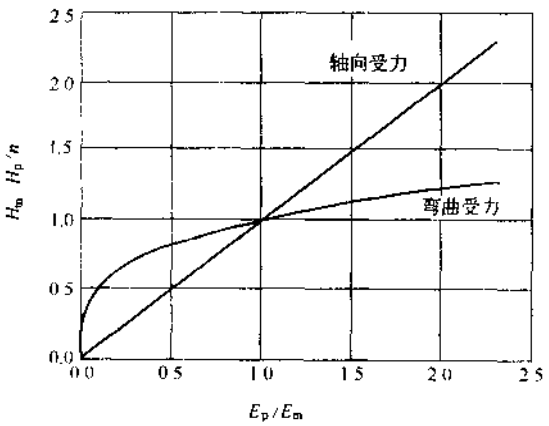


图 5-5-10　相似条件与弹模比的关系

通常模型防渗墙以弯曲相似作为控制条件，此时只有防渗墙的挠度与原型是相似的，弯曲应力、面内轴向应力、轴向变形均应作修正。

模型土料配制问题。对于粘土等细粒土，离心模型可以直接采用原型材料，不存在模拟问题。但对于堆石等粗粒料，则存在模拟问题。在试验中，采用了以避免粒径效应为前提，以相似级配法为基础，以力学性相似为目标的模型料配制原则。选择容重、抗剪强度、变形模量为主要的力学控制指标来选配模型土料，配制后土料的力学参数见表 5-5-1。

配制的模型土料　　表 5-5-1

土　料		ρ_d(g/cm³)	ϕ	C (kPa)	K	n
心墙	原型	2.26	37	54	535	0.42
	模型	2.26	37	20	670	0.43
坝基	原型	2.17	38	0	780	0.42
	模型	2.17	37	0	500	0.46

摩擦条件的模拟。对防渗墙来说，覆盖层与墙体之间的摩擦力是墙体的主要受力之一，摩擦力的正确模拟对试验至关重要。为此进行了专门的模型墙摩擦试验。试验模拟了 4 种不同夹层的摩擦情况，结果见表 5-5-2。根据试验结果，大摩擦($\phi = 20°$)条件，用在墙壁上涂凡士林的方法来模拟，小摩擦($\phi = 10°$)用涂凡士林加塑料薄膜的方法模拟。

摩擦条件的模拟　　表 5-5-2

	无夹层	夹高岭土	夹凡士林	夹凡士林加盖薄膜
混凝土板	27.1	21.8	20	15.6
钢板	27	18.4	19.3	10.2
聚氯乙烯板	24.7	/	13	8.8

试验结果(图 5-5-11)表明,墙体与坝基之间的摩擦力对墙体的应力影响较大,如插入式方案,当摩擦角为 10°时,墙体的最大应力为 26MPa,而当摩擦角为 20°时,最大应力则增加到 39MPa,应力增加了 50%。图 5-5-11 是插入式防渗墙方案墙体应力沿高分布,图中虚线是用有限元数值方法对模型结果进行反馈模拟得到的。可以看出墙体的应力分布基本呈现出上小下大的趋势,规律性较强,符合已有经验。

试验还研究了库水位变化对防渗墙应力的影响,结果表明,原来担心的弯曲应力似乎并不很重要。模型试验成果为比选、优化设计方案,为最终采用插入式防渗墙方案,提供了重要的依据。

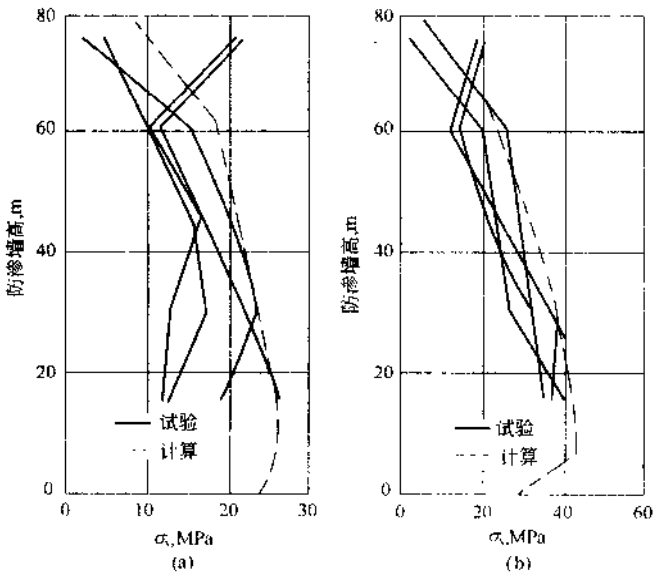


图 5-5-11　防渗墙墙体应力沿高分布
(a)小摩擦;(b)大摩擦

四、加筋挡土墙力学机理离心模型试验

土的加筋技术自问世以来,以其高效、廉价的独特优势,得到了广泛的应用。在岩土工程中发挥了巨大的作用,也受到工程技术界的广泛重视与认同。从目前来看,土工合成材料较多地应用在中小型、临时性的工程中,在一些重要的大型永久性工程中应用还不够。其原因有合成材料的自身问题,也有技术不成熟、认识不足、把握不大的因素。大量的研究表明,目前世界各国所采用的传统设计方法多偏于保守。为了研究加筋挡土墙的破坏机理及不同加筋设计参数(加筋间距、筋材强度、加筋长度、地基等)对墙体的影响,章为民等进行了离心模型试验研

究。根据相似理论，加筋的相似条件为：

$$E_m A_m = \frac{E_p A_p}{n^2} \tag{5-5-5}$$

$$T_m = T_p / n \tag{5-5-6}$$

式中：E——筋材的弹性模量；

A——筋材截面积；

T——筋材单位长度抗拉断裂强度。

模型土料与模型加筋材料。为了保证试验的一致性，试验中模型土料采用标准砂和自配粗砾石两种，均匀级配。模型采用砂雨法制作，落高为105cm，控制模型干密重为1.55～1.56。基本特性见表5-5-3。

模型土料基本特性表 表5-5-3

	d_{50}	γ_d	φ	与加筋的摩擦
标准砂	0.17	1.55	37.5	$\varphi = 26 \sim 28.2$ $c = 12 \sim 13$kPa
粗砾	1～2	1.56	40.9	$\varphi = 26 \sim 30.1$ $c = 12 \sim 27$kPa

模型加筋材料选用上海合成纤维研究所研制生产的热粘式滤膜作为模型加筋材料，试验中选用了4种，主要力学性能见表5-5-4。

模型用加筋材料的力学性能 表5-5-4

编号	重量	厚度	$T_{5\%}$	$T_{10\%}$	$T_{20\%}$	T_{max}	ε_{Tmax}	ε_{Tm}
	(g/m^2)	(mm)	(N/m)	(N/m)	(N/m)	(N/m)	(%)	(%)
1	13	0.142	146	226	268	300	38	67
2	18	0.196	223	293	356	410	63	81
3	20	0.211	254	367	493	510	32	57
4	25	0.249	326	413	490	550	40	61

模型及其试验测量布置情况见图5-5-12，墙体变形用LVDT位移传感器测读，在墙顶与墙前各布一支。为了观察墙体变形，试验中用染色的同种砂砾制作墙体变形标记。筋材应变，采用试验前在筋材上画刻度，试验后再量测刻度变形的办法进行。结果表明，此方法虽不能准确得出筋材应变的最大值，但可得到筋材塑性应变的分布，且方法简单、可靠、易行。用CCD摄像机监测模型的整体变形情况。

试验结果。图5-5-13是筋材的应变分布，可以看到：在墙体的顶部，筋材应变沿长度分布有一个前小中大后小的抛物线型分布，证实了目前的认识与分析，而墙体中部以下的应变分布，却基本上是由大到小的单调分布。筋材应变沿高度的分布也呈现两种规律，墙体前部应变从上到下呈由小到大再小的抛物线分布，以中部为最大。而其后加筋体却大都呈现由大到小的单调分布，以顶部为最大。

试验还研究了筋材强度、布筋密度、回填土强度、基础强度、筋材长度等设计参数对墙体的影响。为检验试验结果的可信度及可靠性，进行了两组重复验证试验。两组试验对应的指标、

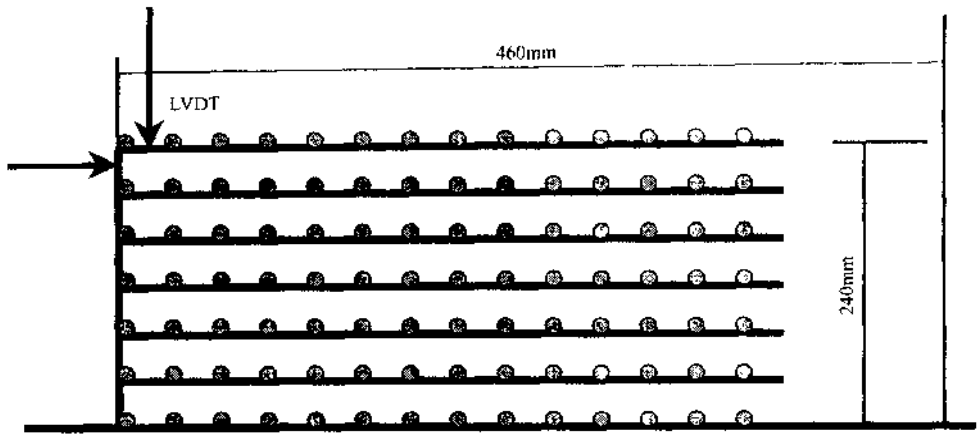


图 5-5-12　模型布置示意图

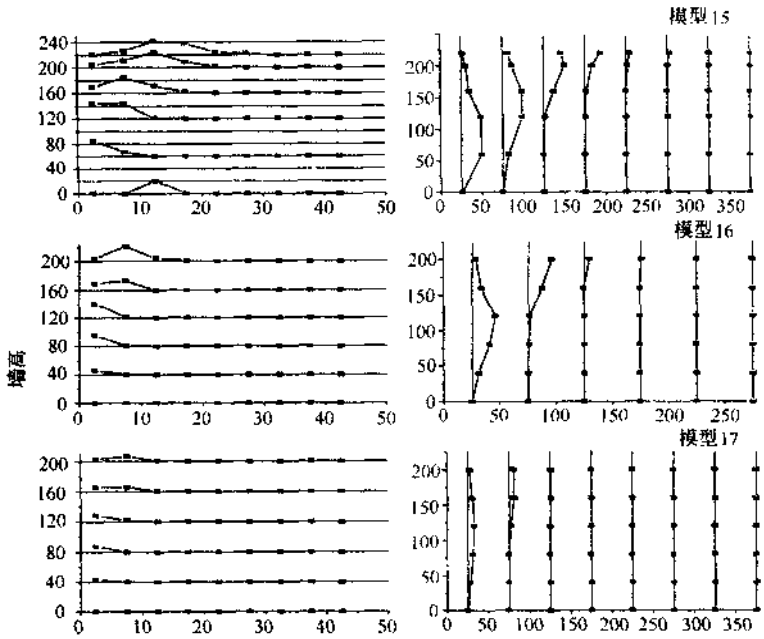


图 5-5-13　筋材的应变分布

参数相同。试验结果(图 5-5-14)表明,模型试验结果基本一致,结果分散不大,有较高的可信度,符合岩土力学研究的精度要求。

五、砂土地震液化离心模型试验

关于土的地震反应与砂土液化机理的研究已有 30 多年的历史。就砂土液化机理及各种影响因素而言,人们认识还很肤浅,因此关于土的地震反应与砂土液化机理的研究一直在持续不断地进行着。在研究地震对建筑物、地基的破坏作用及建筑物、地基对地震的反应时,主要采用的研究手段有:震害调查、现场原型观测、常规振动台试验、单元土样试验、数值计算分析

及离心模型试验。震害调查和现场观测是研究地震工程问题的一个非常重要、非常有效的手段，人类关于地震破坏及震害的大部分知识从此而来。目前世界上的发达国家在一些重要工程布设了多种监测观测仪器设备，随着时间的推移，人们可以逐步积累对地震影响的认识。然而自然界的地震无法控制，人们只能从中获取一些零散的、片面的认识，无法得到所需要的全部信息。模型试验的诱人之处在于可以根据需要设定振动参数，它获得的信息远比原型观测获得的多，还可用来验证数学模型及数值方法。常规振动台试验(1g)比较多的在结构试验中应用，由于它不能满足模型与原型应力水平相同的相似性要求，在岩土工程研究中常常使试验结果与实际偏差较大。数值分析方法是一门发展较快的技术，但由于土的本构关系的复杂性，目前只能得到一般性规律。用离心模型试验技术研究地震动力问题最先由英国剑桥大学在 20 世纪 80 年代末期进行，由于离心模型可以满足应力水平相同的关键相似条件，加上近年来激振技术的不断改进与提高，使得地震动力问题的离心模型试验技术研究不断深入，应用范围不断扩大，也越来越受到工程设计、科学研究专家的关注与重视，已逐步成为岩土工程研究技术中的重要手段之一。我国南京水利科学研究院研制的电液式离心机振动台已投入使用，清华大学的离心机振动台也已近完成。下面对应用动态离心模拟技术研究砂土液化的情况作一简单的介绍。试验的模型情况见图 5-5-15。

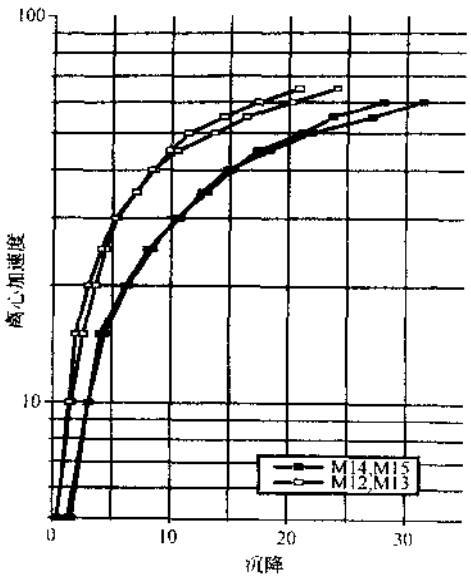


图 5-5-14　对比试验结果

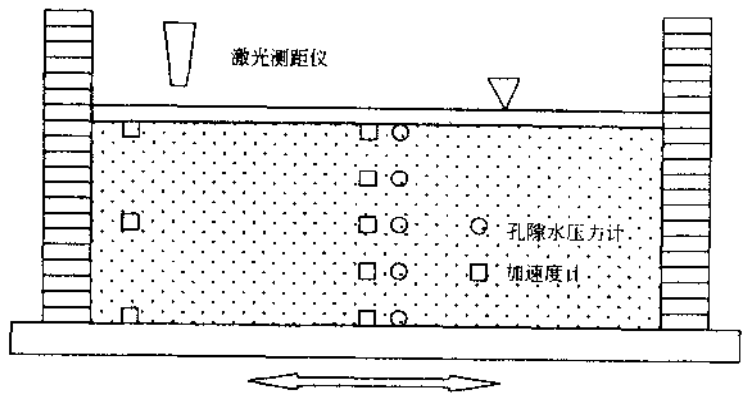


图 5-5-15　模型布置示意

在离心模型振动试验中，有两个问题应当注意。一是模型箱的边界反射问题，常用的方法有两种：一种是采用常规模型箱，在模型箱振动方向的两端加贴吸波材料；另一种方法是用特制的叠层式模型箱。二是，按照目前的相似理论，在离心模型动力过程中，模型时间是原型时间的 $1/n$，对于孔隙水压力来说，就是模型振动产生孔隙水压力的过程比原型快 n 倍，而离心模型中孔隙水压力的消散过程却要比原型快 n^2 倍，使得在离心模型试验中有可能错过或漏过

最大孔隙水压力的测量。为解决此问题，目前国际上一般的做法是通过增加孔隙流体粘滞性来减小土的渗透性，从而达到延缓模型孔隙水压力消散的目的。改变液体的粘滞性主要有两种办法，一是用硅油代替水，二是在水中添加化工增稠剂，来增加液体的粘滞性。曾向武(Zeng X)的试验研究表明，不同粘度液体对砂土的强度、模量等主要力学特性影响不大。

地震加速度反应的试验结果。图 5-5-16 是模型的地震加速度反应过程线。图中给出了输入波、土层底下部、中部及顶部的加速度反应过程曲线。可以看出：底部的加速度反应基本与输入波相同；中间以上土层的反应与液化的程度相关，由于发生液化，中间以上土层只经历了几个波的振动以后，振幅很快大幅度衰减，形成了很小振幅的振动；顶部土层的加速度则较中部土层更早地进入了小幅振动状态。

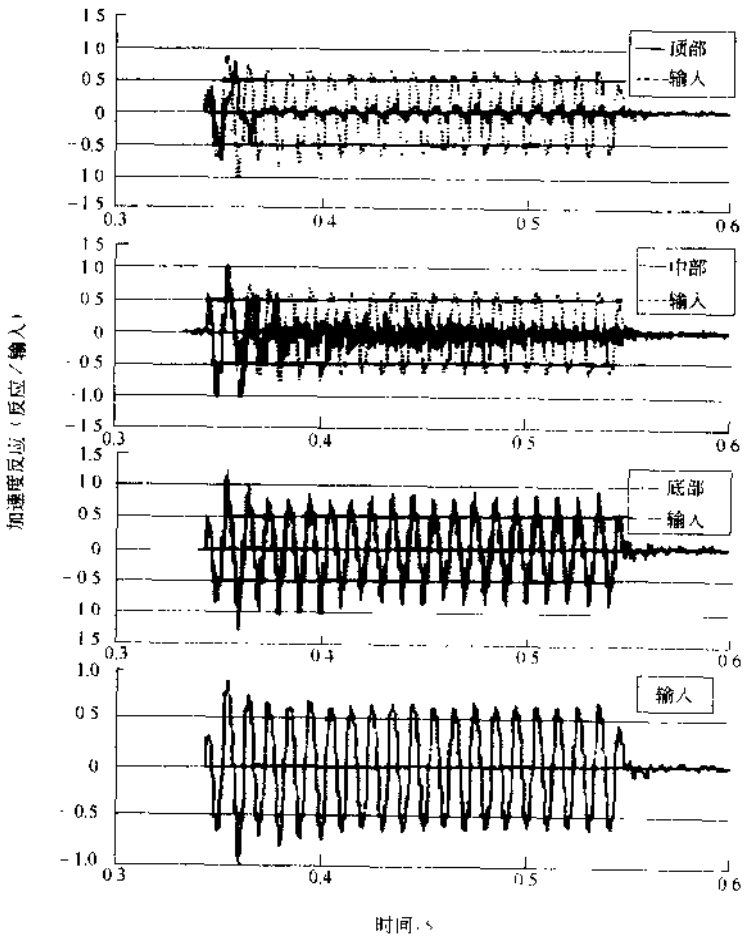


图 5-5-16　液化土层的地震反应

振动超静孔隙水压力。图 5-5-17 是振动超静孔隙水压力过程线，可以看到在振动结束后，下部土层(0.00h，0.25h)的超静孔隙水压力呈消散下降状态，中部土层(0.50h)由于下部土层孔压的消散转移，有相当长的时间维持在较高的液化水平上，而离排水层较近的顶部土层(0.75h)的孔压在振动结束时液化度只有 0.6 左右，在振动结束以后，由于下部土层的孔压消散转移作用，顶部土层的超静孔压仍然继续上升，最后也接近了液化。

超静孔隙水压力的界限。从图 5-5-18 中可见，振动超静孔隙水压力随着振动上升很快，

在接近上覆土重时，超静孔隙水压力已不能再升高，上覆土重作为振动超静孔隙水压力界限的约束作用非常明显。这个结果证明，应当用上覆土重作为判砂土液化的依据，而不是其他。

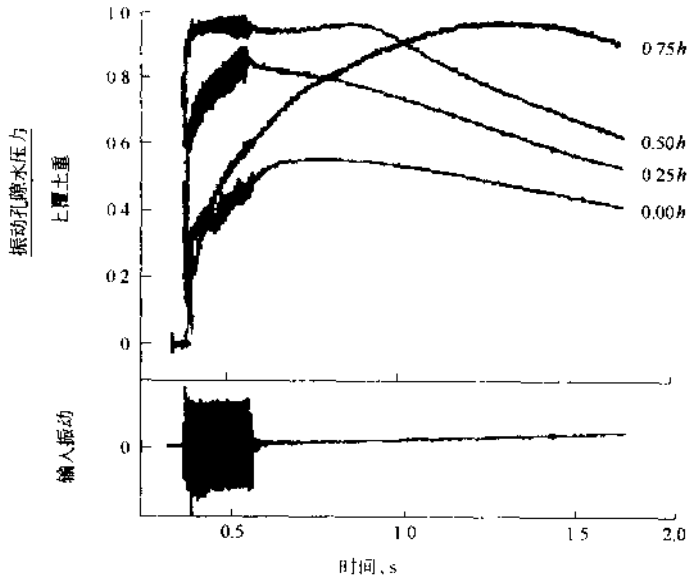


图 5-5-17　超静孔隙水压力消散与转移

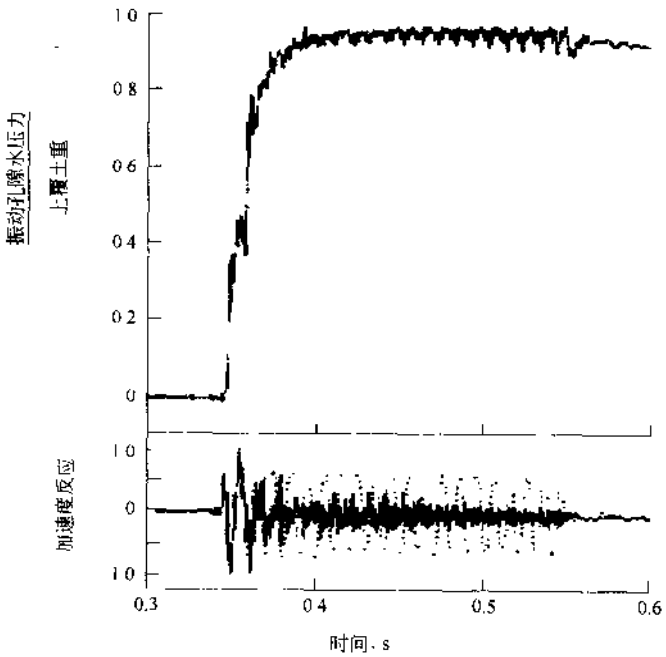


图 5-5-18　液化时的超静孔隙水压力特性

参考文献

1 Philips, E.(1869) De l'equilire des solides elastiques semblabes. C.R. Acad. Sci., Paris. 68, pp 75 ~ 79

2 Bucky, P.B, (1931) Use of models for the study of mining problems. Am. Inst. Min. Met. Eng. Tech. Pub.425, pp. 28

3 Pokrovskii, G.I. and Fiodorov, I.S.(1936) Studies of soil pressures and deformations by means of a centrifuge. Proc. 1st Int. conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol.1, p.70

4 Pokrovskii, G.I. and Fiodorov, I.S.(1975) Centrifugal model testing in the construction industry. Vols. I.II. English translation by Building Research Establishment Library Translation Service

5 Avgherinos, P.J. and Schofield, A.N.(1969) Drawdown failures of centrifuged models, Proc. 7th Int. conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol.2, pp 497 ~ 505

6 Mikasa, M., Takada, N. and Yamada, K.(1969) Centrifuge model test of a rockfill dam. Proc. 7th Int. conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol.2, pp325 ~ 333

7 Schofield, A.N.(1980) Cambridge geotechnical centrifuge operation. Geotechnique. Vol.20, pp227 ~ 268

8 W.H. Craig(ed), Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, Proc. Symp. On Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, Manchester. April, 1984, A.A.Balkema, Rotterdam, Boston

9 R.N. Taylor(ed), Geotechnical Centrifuge Technology, 1995, Blackie Academic and Professional

10 W.H, Craig, R.G. James and A.N. Schofield (eds), Centrifuge in Soil Mechanics, Balkema, Rotterdam, 1985

11 J.F. Corte (ed), Centrifuge 88, Paris, Balkema, Rotterdam, 1988

12 H.Y. Ko, F.G. McLean(eds), Centrifuge 91, Boulder, Colorado, Balkema, Rotterdam, 1991

13 Leung, Lee &Tan (eds), Centrifuge 94, Singapore, Balkema, Rotterdam, 1994

14 Kimura and Kusakabe (eds), Centrifuge 98, Tokyo, Balkema, Rotterdam, 1998

15 Philips, Guo& Popescu(eds), Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG '02, St. John's, 2002

16 李德寅,王邦楣,林亚超编著.结构模型实验.北京:科学出版社,1996

17 左东启等编著.模型试验的理论与方法.北京:水利电力出版社,1984

18 陈兴华等编著.脆性材料结构模型试验.北京:水利电力出版社,1984

19 [意] E. 富马加利著.静力学模型与地力学模型.蒋彭年等译.北京:水利电力出版社,1979

20 南京水利科学研究院等.水工模型试验.北京:水利电力出版社,1985

21 [美]G.M. 萨布尼斯等著.结构模型和试验技术.朱世杰等译.北京:中国铁道出版社,1989

22 [德]H.霍斯多尔夫著.结构模型分析.徐正忠等译.北京:中国建筑工业出版社,1986
23 木村孟,日下部治.遠心模型實驗.土と基础,Vol.35, No.11: 68~73
24 李君纯.提高离心模型试验精度的主要途径.南京水利科学研究院科研成果报告.编号土 B-116,1963
25 章为民,徐光明.土石坝填筑过程的离心模拟方法.水利学报,1997(2):8~12
26 濮家骝.土工离心模型试验及其应用的发展趋势.岩土工程学报,1996,18(5):92~94
27 包承纲,饶锡保.岩土工程中离心模型试验的现状和若干技术问题.土工基础,1990,4(1):22~29
28 包承纲,饶锡保.土工离心模型的试验原理长江科学院院报,1998,15(2):1~3,7
29 杜延龄.土工离心模型试验基本原理及其若干基本模拟技术研究.水利学报,1993(8):19~28
30 Hon-Yim Ko, Modeling Seismic Problems in centrifuges, Centrifuge 94, Leung , Lee &Tan (eds), Balkema, Rotterdam, 1994, pp3~12
31 周小文,濮家骝.隧洞结构受力及变形特征的离心模型试验研究.清华大学学报.自然科学版,2001,41(8):110~112,116
32 章为民,日下部治.砂性地层地震反应离心模型试验研究.岩土工程学报,2001,23(1):28~31
33 章为民,赖忠中.加筋挡土墙离心模型试验研究,土木工程学报,2000,33(3):84~91
34 韩连兵,黄丽清.天生桥一级水电站面板堆石坝离心模型试验.岩土工程师,1998,10(3):1~4,14
35 章为民,唐剑虹.瀑布沟坝基防渗墙离心模型试验.岩土工程学报,1997,19(2):95~101
36 窦宜.NS—400gt 土工离心机建置,南京水利科学研究院报告,1992.7
37 徐光明,章为民.离心模型中的粒径效应和边界效应研究.岩土工程学报,1996,18(3):80~86
38 韩世浩,王慧华.离心模型技术在三峡工程高边坡研究中的应用.长江科学院院报:增刊,1991,(A12):32~38
39 蒋明镜,沈珠江.结构性粘土试样人工制备方法研究.水利学报,1997(1):56~61
40 张利民,胡定.用离心模型研究桩基承载特性.岩土工程学报,1991,13(3):26~35
41 章为民,赖忠中.电液式土工离心机振动台的研制.水利水运工程学报,2002(1):63~66
42 朱维新.用离心模型研究土石坝心墙裂缝.岩土工程学报,1994,16(6):82~95
43 侯瑜京.离心模型试验模拟塑料排水板处理软基的试验研究.大坝观测与土工测试,1995,19(5):18~20
44 徐光明,张金凯.土工膜防渗层稳定性的离心模型试验研究和极限分析.水利水运科学研究,1999(1):32~40
45 王年香,章为民.深层搅拌法加固码头软基离心模型试验研究.岩土工程学报,2001,23(05):634~638
46 Whitman, R.V. (1984) : Experiments with earthquake ground motion simulation, Proc. of Symp. on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, pp 281~299

47 Arulanandan, K., Anandrajah, A. and Abghari, A. (1983) : Centrifuge Modeling of Soil Liquefaction Susceptibility, Proc. of ASCE, GE, Vol. 109, No. 3, pp 281 ~ 300

48 J. Garnier, Properties of soil samples used in centrifuge models, Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG '02, Philips, Guo& Popescu(eds), St. John's , 2002, pp5 ~ 19

49 Tani, K. and Craig, W.H. (1995) : Development of centrifuge cone penetration test to evaluate the undrained shear strength profile, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 2, pp 37 ~ 47

50 L.D. Fuglsang & N. Krebs Ovesen, The application of the theory of modeling to centrifuge studies, Centrifuges in Soil mechanics, Craig, James & Schofiels (eds), 1988, pp119 ~ 138

51 F. Saboya Jr. & P.M. Byrne, Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams, Canada Geotechnical Journal, Vol. 30, 1993

52 Ko,H.-Y. 1994 . Modeling seismic problems in centrifuges, Keynote Lecture, Centrifuge 94

53 Schofield, A.N. 1981, Dynamic and earthquake geotechnical centrifuge modeling. Int. conf. On recent Adv. In Geotech. Earthquake Eng. And soil Dyn. St. Louis, Missouri, pp. 1081 ~ 1100

54 Zeng,X. et al, Influence of viscous fluids on properties of sand. Geotech. Test Journal, March, 1998, p.45

第六篇　土工原型观测

第一章 概 论

第一节 土工原型观测的必要性

岩土工程的地质地形条件复杂多变，要在工程设计阶段准确无误地预测工程的基本状况及其在施工、运行过程中的变化，目前几乎是不可能的。因此，岩土工程的安全不仅取决于合理的设计、施工与运行，而且取决于贯穿在工程设计、施工和运行始终的原型试验与观测。土工建筑物与地基由于土体材料及力学特性的不均匀性，在各种力的作用和自然因素的影响下，其工作性态和安全状况随时都在变化。如果出现异常而我们又不及时掌握这种变化的情况和性质，任其险情发展，后果不堪设想。20 世纪 50 年代美国的提堂坝失事，1993 年我国青海沟后面板坝溃决等工程事故均给人民的生命财产造成巨大的损失，而这些工程均未设置必要的观测设施。但如果事先运用必要有效的观测手段对岩土工程建筑物进行观测，及时发现问题，采取有效的措施，则可避免灾难的发生。湖南株树桥坝在 1992 年建成后，大坝渗漏量、沉降、位移及周边缝变形不断增加，经分析是面板止水拉裂，并形成空洞所致，于 2000 年放空水库进行抢险加固处理，确保了工程安全。1985 年长江三峡的新滩发生大滑坡，2000 万 m^3 堆积体连同新滩古镇一并滑入长江，但由于进行了安全监测，滑坡前已作出了准确的预报，险区的居民全部提前撤出，无一伤亡。

进行土工原型观测除了能及时掌握建筑物的工作性态，确保其安全外，还在验证设计与施工，预测未来工程性况，确定工程事故的法律责任及进行科学研究等各方面均是十分必要的。

1.检验的需要，观测资料可以检验设计的合理性与科学性，评价工程施工质量，评估和验证施工新技术的优越性，对不安全迹象及险情进行检测、诊断并确定合理的加固方案。通过不断取得的观测资料证明建筑物的运行是良好的。

2.预测的需要，运用长期积累的观测资料分析其变化规律，对土工建筑物的未来性态作出评价及预报。

3.法律的需要，对由于工程事故而引起的责任和赔偿问题，观测资料有助于确定其原因和责任，以使法庭作出公正的裁决。

4.研究的需要，观测资料是建筑物工作性态的真实反映，研究这些资料能为未来的设计提供定量的信息，可改进施工技术，有利于对建筑物破坏机理的了解及设计概念的更新。

第二节 土工原型观测技术的发展

土工原型观测技术始于土石坝的建设，美国垦务局早期一直在试图用一种仪器来观测上坝及坝基的浸润线并确定流线，1911 年在贝尔富升坝上安装了用白铁皮制成的直径 2 英寸的测压管。至 20 世纪 30 年代已发展成气压式及双水管式孔隙水压力计，同时差动电阻式及钢弦式等电测式仪器相继问世，不断应用于各种土石坝的建设中。1953 年美国威尔逊发明了测

斜仪，此种观测土体水平位移的仪器一问世，即被广泛应用于边坡、土石坝、基坑开挖及路堤等各种建筑物。同时电磁式、钢弦式、水管式沉降仪及垂线坐标仪等变形观测仪器相继研制成功，使渗流、变形、应力等土工建筑物主要物理量观测仪器全面系列化。自20世纪60年代开始，随着高层建筑物及高土石坝等的广泛建设，土工建筑物的原型观测已全面系统地进行。随着70年代初半导体及微电子技术的发展，观测仪器的测读仪表不断改进，观测精度不断提高，同时从60年代末开始研制观测自动化设备，自80年代初美国研制成功分布式数据采集系统后，随着近代通讯技术和电脑技术的飞速发展，自动化观测技术迅速普及。自动化观测能进行大容量实时高密度的观测，提供建筑物在时间和空间上的连续信息，使数据采集、记录打印、分析计算、预警预报等自动实时进行，并能通过电话线，无线电网络或卫星等实现数据共享。

我国的土工原型观测工作也是从土石坝建设中起步的，20世纪50年代开始在官厅、大伙房等土坝中埋设横梁管式沉降仪观测坝体沉降、测压管观测大坝的浸润线，并开始研制钢弦式仪器，在横山坝埋设了横梁管式沉降仪、钢弦式孔隙水压力计及土压力计观测心墙的沉降、孔隙水压力及土压力。60年代先后研制成功差动电阻式系列仪器及双管式孔隙水压力计等，80年代对土工原型观测仪器进行了全面系统的研究，研制成功水管式、电磁式沉降仪、电阻应变片式及伺服加速度式测斜仪、引张线式及滑线电阻式水平位移计等，并开始对地基基础，基坑开挖，海堤，高速公路及土石坝等土工建筑物进行全面的原型观测。从80年代初开始着手进行观测自动化研究，已研制出多种分布式自动化观测系统，并已在克孜尔等几十座土石坝等工程中应用。

第三节　土工原型观测的主要内容

土工原型观测工作包括以下一些主要内容：

1.观测设计

(1)一般要求：土工原型观测设计应视为整个工程设计的一部分，在工程设计的可行性研究阶段、初步设计阶段、招标设计阶段、施工设计阶段及运行阶段均应同步进行观测设计。

(2)确定观测项目：观测项目应根据工程的类型与复杂程度，工程的地形、地质环境条件、工程的施工方法与施工程序，工程的使用寿命及工程的破坏对生命财产造成的损失的大小综合确定。

(3)明确测点布置：测点的布置应有针对性与代表性，应能了解整个工程的全貌，同时又能详细掌握工程重要部位及薄弱环节的变化状况，一般选择一个或几个最重要的断面，重点、全面地布置观测仪器，在可能出现最大、最小测值、平均测值的部位布置测点。

(4)选择观测仪器类型：应根据工程的等级、规模、及重要性等对不同的仪器方案进行经济评价，明确各观测项目使用的仪器类型、型号、量程、精度、灵敏度、使用寿命等，各种仪器均应能满足准确可靠、经久耐用及长期稳定等基本要求。

(5)仪器安装埋设有关的工程设计：原型观测设计同时应进行仪器埋设的沟槽开挖与回填、钻孔与封孔、电缆的走向设计、电缆沟的开挖与回填，仪器及电缆的保护、观测房(站)的设计。

(6)编制观测计划：观测设计中应编制观测计划，计划应按建筑物的有效期分为施工前、施工期、初次运行期及正常运行期四个阶段分别编制，应明确各阶段各种仪器的测次、观测频率、观测精度、观测资料的分析方法与主要监控指标。

(7)观测自动化设计：当工程需要实现自动化观测时，应进行自动化设计。进行自动化设计时应明确主站与从站的布置，数据采集系统接入的传感器类型数量，数据通讯方式。软件包括仪器档案库，原始资料库，数据处理系统，数据分析系统等。

2.原型观测仪器的采购、检验与率定

用于土工原型观测的仪器所处环境十分恶劣，有的需承受高水头压力，有的仪器要求在严寒及高温场中工作，有的土工建筑物施工及运行周期长，要求仪器有很长的使用寿命（一般仪器埋设完成后无法修理或更换）。因此，除仪器的类型、量程、精度、灵敏度等应满足使用和设计要求外，还应使仪器具有高可靠性，长期稳定性能好，能适应高温、低温、雷击等恶劣环境，防水密封性能好及便于施工，操作简单，便于维修，费用低廉，能实现观测自动化等。采购时应根据工程的需要综合比较选择合适的仪器，并按规范及设计的要求对仪器进行检验及率定，确保采购的仪器均为合格产品。

3.观测仪器的安装与埋设

观测仪器的安装与埋设应严格按有关规范及设计要求进行，防止主体工程施工对观测仪器的破坏，确保仪器埋设成功。同时应确定科学的仪器埋设方案，以免影响主体工程的施工进行，避免仪器埋设施工对主体工程造成破坏或留下隐患。

4.仪器的现场观测

现场观测应按规范、设计及仪器使用说明书的要求进行，根据不同的观测项目按规定测次要求在固定的时间定期观测，但在特殊情况下，如筑堤时快速加载，水库蓄水及工程出现了安全隐患时应加密测次。观测结果的精度应满足规定的精度要求，观测时还需将测值与前次测值对比，如有异常，立即重测，排除观测和记录误差，还应同时观测水位，温度，降雨及主体工程填筑速度等相关原因量。

5.观测资料的整理分析

(1)资料整理：对原始观测数据进行可靠性检验，判断观测仪器的性能是否稳定、正常，各种观测数据物理意义的合理性及观测数据是否符合一致性、相关性、连续性和对称性等原则对观测资料进行误差分析、处理和修正，根据观测数据计算各物理量测值并绘制有关的过程线图、分布图及相关图。

(2)比较法：通过同类物理量的观测值相比较，观测成果与理论计算或模型试验结果相比较，观测成果与工程的某些技术警戒值及同类工程的实测值相比较等方法，判断工程的工作状态是否正常。

(3)作图法：通过绘制各观测物理量及荷载(如库水位，筑堤填土高度等)、温度等相关原因量的过程线图，各观测物理量的平面或剖面分布图，各观测物理量与原因量的相关图等各种图形，直观地了解观测值随时间的变化规律与趋势，随空间的分布状况与特点，影响观测值的主要因素及影响程度等，判断工程的工作状况是否正常。

(4)特征值统计法：特征值包括各观测物理量年(月)的最大、最小值与出现时间、变幅、周期、年(月、日)平均值和变化率。通过对特征值的统计分析，了解各观测物理量变化的一致性合理性、重现性和稳定性，从而判断工程的工作状况是否正常。

(5)数学模型法：数学模型法是通过数学方法，运用物理力学原理，在应力、应变、变形等各观测物理量与相关的时间、水压、填筑高程等原因量之间建立表达式，对观测物理量进行定量分析和预测预报的方法。数学模型一般分为统计模型、确定性模型和混合模型三种。

第二章　表面变形观测

第一节　观测目的和一般要求

地基、路堤、土石坝等土工建筑物表面变形过大可能导致土工建筑物裂缝、塌陷、滑坡及上部结构的倾斜、开裂、倒塌等，在施工及运行期间进行表面变形观测，分析建筑物表面变形的变化规律与趋势，以便及时采取合理措施，减少变形量，控制施工速率，对确保工程安全有重要意义，同时也为验证设计、检验施工质量和进行科学研究提供依据。

观测仪器、工具应按工程规模、等级、变形观测要求选型，尽可能做到精确可靠、稳定耐久。变形观测用的平面坐标和高程应与设计、施工和运行各阶段的平面和高程控制网坐标和高程系统相一致，尽可能与国家控制网建立联系。

表面变形观测包括表面垂直位移及水平位移观测。垂直位移在土工中一般称为沉降，水平位移包括平行于建筑物轴线的纵向水平位移及垂直于建筑物轴线的横向水平位移。纵向水平位移一般用钢钢尺或光电测距仪直接观测。对于路堤、挡土墙、坝轴线较长的土石坝而言，纵向水平位移很小，一般不必观测。水平位移观测多指横向水平位移观测。

表面沉降一般采用水准仪观测，在建筑物表面拟观测沉降处设立表面沉降观测测点，在建筑物附近便于对测点进行观测的坚实的地基上设立起测基点，在相距起测基点一定距离处设立 2～3 个水准基点引测和校核起测基点的高程变化。对于观测精度要求较高的建筑物，需建立高精度高程基准网校核起测基点的高程。

表面水平位移一般采用经纬仪或全站仪配合活动觇牌或固定觇牌进行观测，在建筑物表面拟观测水平位移处设立水平位移观测标点，在建筑物附近坚实的地基上设立工作基点进行观测，工作基点的位移变化通过其延长线或附近的校核基点校测。对于观测精度要求较高的建筑物，需建立高精度平面基准网校核工作基点的位移。

第二节　测点、工作基点及基准点的设置

一、测点及基点布置

1. 测点

土工建筑物表面变形观测点布设的数量和位置应根据观测目的和要求、场地条件及工程的等级、规模、重要性、施工情况、地质及地形状况而定，应考虑荷载分布、建筑物体型和刚度、土质变化、施工状况及工程使用要求等。通常在同一测点处同时设沉降标点与水平位移测点，但也可视工程具体情况需要在某些地方仅设置沉降或水平位移测点。一般在具有代表性而且

能控制整个工程主要变形状况的地方选择观测断面。一个工程的表面变形观测断面一般不少于3个，每个横断面上的测点一般不少于4个，在建筑物可能产生最大及最小变形及差异沉降处及可能出现裂缝、滑坡等破坏处一般均应设置测点。采用视准线法观测水平位移时，沿纵断面的各标点应布设在同一视准线上。如采用全站仪作测边交会法观测水平位移，则应建立平面监测网。

2.工作基点

表面沉降观测的起测基点，通常设置在建筑物附近地基稳固可靠的地方。对于工民建地基及交通道路等各测点高程差异较小、便于引测的土工建筑物，仅需设置1~2个高程起测基点，对于土石坝等土工建筑物，应在每一排观测标点的两端岸坡上各设一个起测基点。

采用视准线法观测水平位移，应在建筑物每一排观测标点的延长线上各布置一个水平位移工作基点。当建筑物轴线长度超过500m时，应在视准线中间增设工作基点(也可用测点代替)，分段观测各点的水平位移。

3.基准点

表面沉降观测一般可在与建筑物相隔一定距离的稳定地点设2~3个水准基点，以便校测起测基点的高程。

采用视准线法观测水平位移，可在视准线两端工作基点的延长线上各布置1~2个校核基点，以校核工作基点的位移。采用测边网或边角网法观测水平位移，应增设2个以上校核基点与工作基点一起构成多边形，以校核工作基点的位移。对于观测精度要求较高的建筑物，应建立平面基准网，基准网应有三个以上基准点与工作基点共同组成，网点距离比较均匀，基准点设于非变形区的坚固地基上。

二、测点及基点的建造

1.测点

土工建筑物的测点、结构应坚固可靠，并与土体牢固结合，沉降测点采用表面为球形的铜或不锈钢标点头。水平位移测点一般采用强制归心盘，以便观测时采用活动觇标对中。

2.平面工作基点与基准点

平面工作基点及基准点与平面标点的结构基本相同，也分为基础底座、柱身和标点头三部分，但底座一般要求直接浇筑在基岩上。若测点位于覆盖层上，应探明其厚度并进行加固处理后，通常用Φ108mm钢管4根打入基岩或至少要到弱风化层，一般地区在10m以内，将基准点基座建于钢管伸出地面线以上1.0m内。柱身顶部应高于地面1.2m左右以便于观测，标点头一般采用强制归心盘，以便于经纬仪或全站仪及固定觇标连接。强制归心盘应调至水平，倾斜度应小于4′。

3.高程工作基点与基准点

高程基准点应选在距离监测建筑物有一定距离的位置处，而工作基点则可建于建筑物附近的岩体上。应选用适宜的标石，标石种类有基岩标、平洞基岩标、岩石标、双金属标及钢管标等。各种标石结构见图6-2-1至图6-2-4。基准点应成组设置，每组基准点不少于3个水准标石，每组工作基点不少于2个标石。

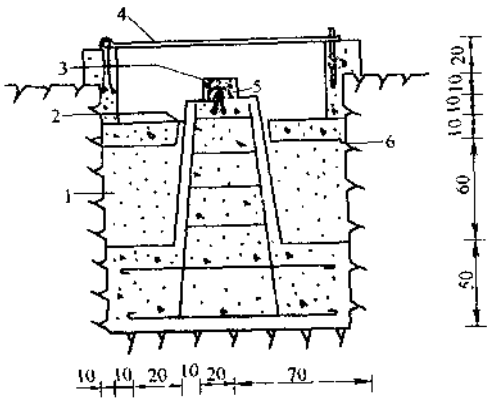


图 6-2-1　基岩标结构图(单位:cm)

1-沙;2-沥青;3-20×20×10 混凝土盖;4-20×115 钢板盖;5-钢标心;6-岩石

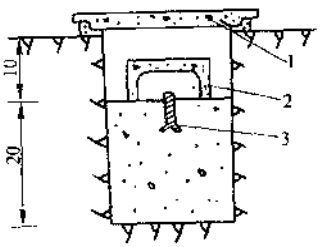


图 6-2-2　岩石标结构图(单位:cm)

1-保护盖;2-内盖;3-标志

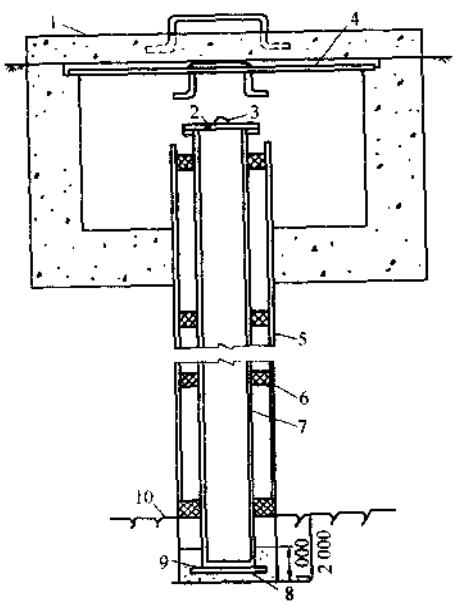


图 6-2-3　钢管标结构图

1-钢筋混凝土标盖;2-测温孔;3-标心;4-钢板标盖;5-钻孔保护管(钢管);6-橡胶环;7-心管(钢管);8-心管底板和根络;9-200 号水泥沙浆;10-新鲜基岩

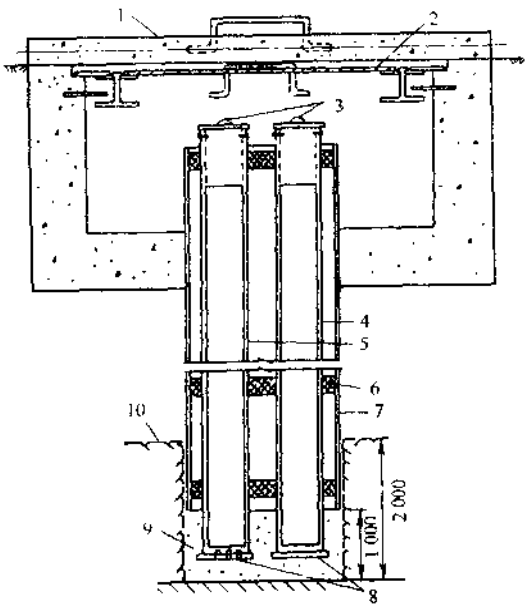


图 6-2-4　双金属结构图

1-钢筋混凝土标盖;2-钢板标盖;3-标心;4-钢心管;5-铝心管;6-橡胶环;7-钻孔保护管;8-心管底板和根络;9-200 号水泥沙浆;10-新鲜基岩

第三节　观测方法与精度要求

一、观测觇标

工程表面水平位移观测时,应在标点处放置觇标对中.觇标分固定觇标及活动觇标两类.

固定觇标放置于后视工作基点上，与经纬仪形成视准线，觇标与基点结合方式应与强制归心盘的形式相对应，一般采用直插式或点—线—面对应结合等方式。活动觇标置于位移观测标点上，用于观测时对中并测定标点的位移，当位移标点头采用强制归心盘时，活动觇标应采用普通的精密活动觇标，活动觇标与标点的结合方式也应与强制归心盘相对应。当位移标点头采用带十字丝的钢板时，应采用简易活动觇标，使用时人工移动觇标对中，十字丝中心即为位移标点中心。简易活动觇标可自制，见图 6-2-5。

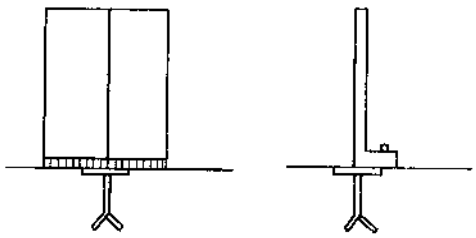


图 6-2-5　简易活动觇标示意图

二、平面基准网的观测

平面基准网应采用 1mm + 199m 以上测距仪（全站仪）和 J1（T3）型经纬仪，根据工程规模与等级按国家一等或二等高精度确定边角网或测边网观测。

1.一等边角网

水平角观测 12 测回，测角中误差不大于 ± 0.7″，天顶距（或垂直角）应对向观测中丝法 6 测回（宜做到同时对向观测），测回差不得大于 6″。边长用电磁波测距仪量测，分两个时间段进行，边长测距往返各观测 1 次，1 次观测三测回，1 测回照准目标一次，读数两次。测距时测站、镜站均需量取仪器高和觇标高，量测中误差不大于 0.1mm，气温读到 0.1℃、气压读到 100Pa。

2.一等测边网

三角网点上测距，分两个时间段，或异日或上下午进行，边长测距往返各观测 1 次，总测回数不少于 6 测回，即往、返测各不少于 3 测回，1 测回照准目标 1 次，读数两次，经过改正后的长度往、返差不大于 $2(a + b \cdot D)$，公式中：a 为仪器标称精度中的固定误差（mm）；b 为仪器标称精度中的比例误差系数（mm/km）；D 为测距长度（km）。天顶距（或垂直角）应对向观测，中丝法 6 测回，测距仪高度、反射镜高度或觇标高度量测中误差不大于 0.1mm，气温读到 0.1℃、气压读到 100Pa。

3.二等边角网

水平观测 9 测回，测角中误差不大于 ± 1.0″，天顶距对向观测中丝法 6 测回；一个时间段测边，测次、测回数同上，仪器高、觇标高、温度、气压量取同上。

4.二等测边网

一个时间段测边，其余同一等测边网。

三、高程基准网的观测

高程基准网应包含联测工作基点。测量精度要求应根据工程规模与等级而定，一般按《国家一、二等水准测量规范》进行。一、二等水准测量操作限差见该规范 6 仪器的技术要求和该规范 7 水准观测。

四、用视准线法观测水平位移

用视准线法观测土体的水平位移时，每测回允许误差小于 4mm（取 2 倍中误差），测回数不少于 2 个测回，用视准线法校核工作基点的水平位移时，允许中误差应不大于 2mm。

五、用测边网或测边测角网法观测水平位移

根据工程的等级采用二等或四等精度的测边网或测边测角网观测视准线工作基点或重要测点。通常测点的布置较多分别选用三方向测边交会法或两方向测边测角交会法观测点的水平位移。

六、沉降观测

按《国家三、四等水准测量规范》，采用中丝读数法进行往返观测，按二等水准测量时，闭合差不得大于 $\pm 1.4\sqrt{n}$mm（n 为测站数）；按四等水准测量时，闭合差不得大于 $\pm 2.4\sqrt{n}$mm，起测基点的引测和校测应按二等水准测量，其闭合差不得大于 $\pm 0.72\sqrt{n}$mm。

七、观测测次

平面或高程基准网一般每年或几年观测一次，工作基点包括起测基点在土石坝施工期一般应每季度观测 1 次，水库运行期可视坝稳定情况可放宽到半年观测 1 次。测点的沉降及水平位移测次因工程类型、规模而异，一般每月观测若干次，但在基坑开挖、路堤、坝填筑等施工高峰期或遇暴雨、地震等异常情况下，应每天观测一次甚至几小时观测一次。

第四节　资料整理与分析

一、资料整理

检验表面变形观测结果的准确性与可靠性，并进行误差分析与处理，根据表面变形观测结果计算出各测点全部实测表面沉降及水平位移，绘制各测点表面沉降及水平位移过程线，绘制同一横断面及同一纵断面上各测点在不同时刻的沉降及水平位移分布图。

二、资料分析

根据各测点的表面变形量及变形速率的变化过程，分析判断其表面变形处于稳定、趋于稳定或处于不稳定状态。根据表面变形的分布状况分析变形的合理性与均匀性，计算各测点的表面差异变形量，分析土体产生裂缝的可能性。根据表面沉降量的变化过程，分析土体的固结状况，土体的流变性能及后期沉降。对于土石坝工程还应分析水库蓄水等对表面变形的影响。将表面变形实测值的大小与理论计算、模型试验及同类工程技术警戒值相比较，综合分析土体表面变形状况。

三、土石坝表面变形统计分析与预报

表面变形在观测了较长一段时间，积累了大量的观测资料以后，可以用统计方法对表面变形进行统计分析，以预测变形的发展趋势及最终沉降及水平位移量。一般影响土石坝表面变形的主要因素为时效及水位，可选用以下回归模型进行统计分析。

$$u = a + bH^{n} + c\lg(1 + \beta t)$$

式中：　u——位移；

a、b、c、α、β———回归参数；

H——库水位；

t——时间。

由于对数函数无极值，在计算最终沉降量时，一般可取 $t=15$ 年。在地基、挡土墙、路堤等土工建筑物中，由于无水压力的作用，表面变形主要与时间有关，此时回归模型为一元统计模型，可选用的模型较多，其中对数及双曲线回归模型即模型 1 和模型 2 拟合效果较好，实际应用较多。

模型 1：　$$u = a + b\lg(1 + \beta t)$$

模型 2：　$$m = \frac{t}{a + bt}$$

四、土工建筑物漏测沉降量的推求

在实际土建施工中，表面标点经常在土体填筑至表面后一段时间才开始建造，且表面标点的建造也需要一定的时间，而一般土体的前期变形速率更大，因此，在表面变形开始观测时已存在一定的漏测变形。为全面了解土体的表面变形状况，计算土体的总变形量，在观测了土体的表面变形一段时间以后，可根据实测结果推求漏测变形量。

在推求漏测变形量时，一般只采用因子为时效 t 的一元回归模型，可采用双曲线或对数曲线回归模型推求，方法如下：

1.双曲线回归模型

$$S = S' + S_0 = \frac{t}{a + bt}$$

式中：S——测点的总沉降；

S'——实测沉降；

S_0——漏测沉降；

t——土体测点处土体填筑后的总时间。

对上式求导可得：

$$\frac{\mathrm{d}S}{\mathrm{d}t} = \frac{\mathrm{d}S'}{\mathrm{d}t} = \frac{a}{(a + bt)^2}$$

即　$$\frac{\mathrm{d}t}{\mathrm{d}S'} = \sqrt{a} + \frac{b}{\sqrt{a}}t = a_1 + b_1 t$$

由于实际观测时每隔一段时间取得一个沉降测值，因此可用差分法代替：

$$y = \frac{\Delta t}{\Delta S'} = a_1 + b_1 t_1$$

将上式按一元回归方法即可求得 a_1、b_1 值，并计算求 a、b 值，即可求出漏测沉降量：

$$S_0 = \frac{t_0}{a + bt_0}$$

式中：t_0——漏测时间。

2.对数曲线回归模型

$$S = S' + S_0 = b\lg(1 + \beta t)$$

$$\frac{dS}{dt} = \frac{dS'}{dt} = \frac{b\beta}{l\ln 10(1 + \beta t)}$$

即

$$\frac{dt}{dS'} = \frac{\ln 10}{b\beta} + \frac{\ln 10}{b}t$$

根据实测沉降及时间间隔用差分法代替：

$$y = \frac{\Delta t}{\Delta S'} = a_1 + b_1 t$$

将上式按一元回归方法即可求出 a_1、b_1 值，并计算出 b、β 值，即可求出漏测沉降量：

$$D_o = b\lg(1 + \beta t_o)$$

第三章　内部沉降观测

第一节　目的和一般要求

观测地基基础及土工建筑物内部不同部位的沉降大小，可以掌握各土层的变形特性及有效压缩层厚度，了解土工建筑物在施工及运行期间的固结状况，判断其稳定性，作为控制施工进度、改进施工方法及监测工程安全的依据。观测土石坝内部不同部位的沉降量、沉降速度及差异沉降，分析判断其产生裂缝、开裂、塌陷及拱效应，水力劈裂的可能性，同时土工建筑物的沉降也是评价工程施工质量的重要依据。

内部沉降观测所选用的仪器及埋设方法与建筑物的填筑施工过程及填筑材料等有关。对于地基、基础及已建堤、坝等土工建筑物采取钻孔埋设方法，一般选用电磁式或干簧管式沉降仪及深式标点等。对于新建路堤及土石坝等土工建筑物，仪器埋设可采用填方埋入式，可与工程的施工同步进行。在路堤、均质土坝及土石坝的粘土心墙内，可选用电磁式沉降仪、干簧管式沉降仪、深式标点及剖面沉降仪。在面板堆石坝、土石坝坝体等粗粒料或堆石填筑材料内，可选用水管式沉降仪或钢弦式沉降仪。

内部沉降观测的测点布置，依工程的类型、等级、规模、地形地质条件及施工方法确定。一般先在最大断面、最危险地段、地形变化较大或地质条件复杂处确定若干个观测断面，在同一观测断面内，电磁式、干簧管式沉降仪观测的是某一位置沿不同高程各测点的沉降，一般同一断面的各主要位置各设一个沉降管。水管式、钢弦式沉降仪观测某一高程不同位置上各测点的沉降，一般在同一断面的不同高程分层布设观测点。剖面沉降仪观测同一高程在整个剖面内的连续沉降。

第二节　观测仪器及安装埋设

一、电磁式沉降仪

1.仪器原理

电磁式沉降仪的工作原理是在仪器测头内安装一个电磁振荡线圈，当振荡线圈经过埋设于土体内的铁环时，铁环产生涡流损耗，大量吸收了振荡电路的磁场能量，迫使振荡器减弱，直至停止振荡，此时晶体音响器便发生声音，通过测读声音刚发出瞬间测头距沉降管管口的距离可计算测点所处高程，根据不同时刻测点高程的变化即可计算测点的沉降。

计算公式为：

$$L_i = R_i + K$$

式中：L_i——第 i 测点沉降环距管口距离；

R_i——第 i 测点测尺读数；

K——测尺零点至测头感应点的距离，为仪器常数

若沉降管底部能到达基岩或没有沉降的不动点处，应在不动点埋设一个沉降测点作为基准点，此时测点高程的计算公式为：

$$H_i = L_1 - L_i + H_1$$

式中：H_i、H_1——第 i 测点及不动点的高程；

L_i、L_1——第 i 测点及不动点距管口的距离。

若沉降管底部不能到达基岩或不动点，则以沉降管管口高程为基准点，管口不断变化的高程用水准仪测出，测点高程的计算公式为：

$$H_i = H_o - L_i$$

式中：H_o、H_i——管口及第 i 测点的高程；

L_i——第 i 测点至管口的距离。

测点初始高程与某一时刻高程的变化为该测点的沉降，即

$$S_{it} = H_{io} - H_{it}$$

式中：S_{it}——第 i 测点 t 时刻的沉降；

H_{io}、H_{it}——第 i 测点初始及 t 时刻高程。

2.仪器的结构与组成

电磁式沉降仪主要由沉降管、管座与管盖、沉降环(板)、测头、钢卷尺、电缆及电缆卷筒等组成，见图 6-3-1。

(1)标准的沉降管一般由硬聚乙烯管制成，包括主管及连接管，主管尺寸为内径 44mm，外径 53mm，每根管长 2m 或 4m，连接管内径 53mm，外径 62mm，管长 160mm，连接管为伸缩式，套于 2 节主管之间，用自攻螺丝连接。在同时观测水平位移及沉降时，观测水平位移的测斜管可同时作沉降管用。

在土体沉降不很大的钻孔中埋设的沉降管也可采用高压聚乙烯管，只用一根长度略大于孔深的整管，不需连接管，管径一般为内径 40mm，外径 50mm 的管。当测头外径大于 35mm 时，采用内径 50mm 外径 60mm 的管。

(2)为防止泥沙及杂物进入沉降管内，在沉降管底部和顶部设置管座与管盖，其管座与管盖内径与沉降管外径相匹配，用自攻螺丝与沉降管连接。

(3)沉降环(板)套于沉降管的外部作为沉降测点，能与土体同步沉降，环(板)材为普通钢板，沉降环的数量与间距根据沉降观测的需要而定，间距一般为 1m、2m、3m 或 4m。钻孔埋设的沉降管一般采用沉降环，环上带叉簧片，环内径略大于沉降管连接管外径。与土体填筑同步埋设的沉降管一般采用沉降板，板中间钻一略

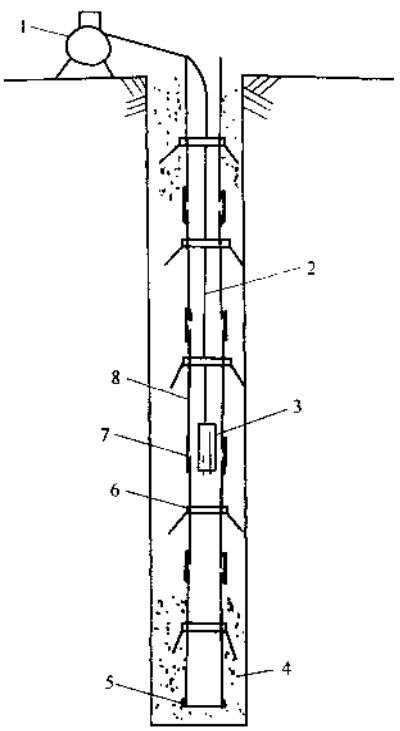


图 6-3-1 电磁式沉降仪组成及埋设示意图
1-电缆卷盘；2-电缆；3-沉降测头；4-回填粘土；5-管座；6-沉降环；7-沉降接头；8-沉降管

大于连接管外径的孔，板厚一般为 5～8mm。

(4)测头也称探测器，由一般电路板和圆筒形塑料密封外壳组成。

(5)钢卷尺与电缆与测头相连，钢卷尺用于观测测点的所处位置，在温差特别大的高寒地区，宜采用铟钢尺。为方便观测，有时将电缆芯线与钢卷尺特制成一根缆尺。但在温差特别大的高寒地区，会因电缆芯线与钢卷尺的变形不一致导致芯线损坏，不宜使用缆尺。

3.仪器的安装与埋设

(1)钻孔埋设：在用测量仪器将观测孔定位后，用钻机造孔，终孔直径应大于沉降管连接管直径 20mm 以上，孔深至最底部一个测点 50cm 以下。钻孔完成并清孔后，将沉降管放入孔内管底、管顶分别用管座、管盖保护。将套管上拔至测点以上 30cm，用一节长 1 至 2m 管径与沉降环基本相同的钢管作为送环管，将沉降环逐个沿沉降管送至预定高程后，回填封孔，封孔材料在基岩段应采用水泥砂浆，土体内用膨润土泥球。在管顶部制作一防止人为破坏的保护盖。

(2)在填土中埋设：当沉降管在施工过程中埋设时，宜采用管长 2m 的沉降管。若当建筑物开挖至基面后，在预定位置钻一孔深约 1m 的孔，将管座套在沉降管底端，将一节沉降管放入孔内，并用水泥砂浆将钻孔灌浆回填，将一块沉降板从沉降管顶部套入放置在基面上。沉降板应水平放置、可用水平尺校正。若建筑物建于基岩上，此沉降板即位于基岩面上，可作为观测不动点，以后随着工程的进行，逐渐回填沉降管。为防止施工机械对沉降管的破坏，在沉降管周围 1m 的范围内可用人工回填压实。但人工回填的密度应与周围填土一致。当填土接近管顶时，接长新一节沉降管，二节沉降管之间应预留沉降间隙，沉降间隙应大于一节沉降管长的土体压缩量。用自攻螺丝将两节沉降管连接固定，连接管外包裹土工布，以防土体杂物进入管内。沉降管接长后，人工回填土料，在管周围形成高出地面约 1m 的土台，以稳定新接沉降管，也便于进行施工期观测。回填土时应及时校正沉降管的铅直度，使其倾斜小于 1°，填筑至上一沉降测点预留高程时放入沉降板并测量起始高程。依次类推，逐渐埋设每一沉降板及沉降管直至建筑物顶部。埋设过程中，对已埋设沉降板应进行正常观测，以观测其施工期沉降。为防止土块及杂物进入沉降管内，每次接长管及观测后管口均应盖上管盖。

二、干簧管式沉降仪

干簧管式沉降仪的工作原理是在仪器测头内安装一干簧管，测点处土体内埋设一环形永久磁铁，当测头经过环形永久磁铁时，干簧管即被磁铁吸引，此时电路接通，指示灯亮或发出声音，据此即可确定测点的位置。

干簧管式沉降仪的组成与结构与电磁式沉降仪基本相同，所不同的是测头由干簧管制成、示踪环不是普通铁环，而是永久磁铁。干簧管式沉降仪的安装和埋设方法与电磁式沉降仪完全相同。

三、深式标点

1.工作原理

深式标点的工作原理是将土体内部的观测点通过接长标杆引至表面，通过在表面进行水准观测测出土体内部测点的沉降量，计算公式为：

$$S_i = H_0 - H_i$$

式中：S_i——测点沉降；

H_0，H_i——初始及第 i 时刻高程

2.结构与组成

在同一位置附近可在不同高程分别埋设深式标点组成深式标点组以观测不同高程的沉降，但标点的深度不宜太深，一般不能超过20m，否则观测精度降低且不经济。

深式标点由底板、标杆及保护管三部分组成，见图6-3-2。

(1)底板为一边长为约1m的方形钢板或混凝土板，钢板厚度为8～10mm，混凝土板厚度为40cm。

(2)标杆一般采用管径1.5～2.5cm(0.6～1in)的镀锌钢管，为便于施工期沉降观测，一般每节管长1～1.5m。

(3)保护管一般采用管径5～7.6cm(2～3in)的镀锌钢管或高强度硬PVC管，一般每节管长1～1.5m。

3.安装与埋设

深式标点一般在施工期随土体的填筑而埋设，当填土超过测点底部高程约0.5m时，在预定位置挖坑并整平后，将底板置于坑内，并将第一节标杆从底板引出，若以钢板做底板，则将标杆与钢板焊接；采用混凝土为底板，则将标杆浇注于底板中。安装好第一节标杆后，测定底板高程并开始回填，回填至保护管底部高程时，开始安装第一节保护管，保护管底部与底板间应预留一定的间距，此间距应大于预计的土体负摩擦引起钢管的沉降量，一般为0.2～0.5m。保护管底部与标杆之间的间隙用棉纱等充填并扎紧，以防泥土杂物进入保护管内。每节保护管的顶部均应比标杆顶低约10cm，以便于观测及下一节标杆的连接。在保护管周围回填土料固定后测量标杆顶部高程，并开始进行施工期土体沉降的观测。当填土至保护管顶以下10cm左右时，开始接长下一节标杆及保护管，标杆及保护管均用预先加工好的内螺纹连接，依次连接直至竣工。埋设过程中应始终校测标杆及保护管的铅直度，准确量测每节标杆的长度及标杆连接前后标杆顶部的高程。

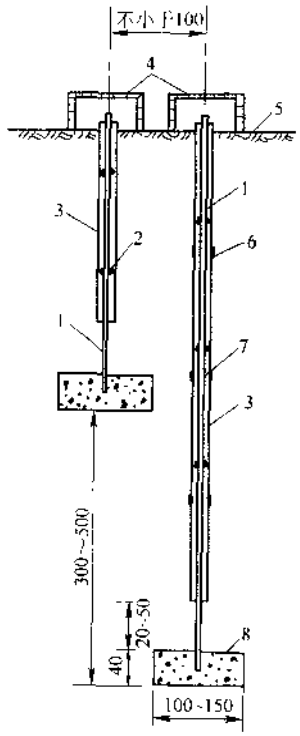


图6-3-2 深式标点组示意图
(单位：cm)
1-标杆；2-导环；3-保护管；4-保护盖；5-地面；6-管箍；7-铁垫圈；8-混凝土底板

四、水管式沉降仪

1.仪器原理

水管式沉降仪是根据连通管的原理制成的，即仪器的进水管溢水口水面与量水管水面保持在同一水平面上，若测点处的进水管溢水口水面发生变化，位于观测房的量水管水面高程则同步变化，即可测知两点处的相对沉降量，加以观测房本身的沉降量，即为该测点的绝对沉降量。观测房的沉降量可由水准仪测出。其计算公式为：

$$S_i = (h_0 - h_i) + (H_0 - H_i)$$

式中：S_i——测点第 i 时刻的沉降量；

h_0、h_i——量水管的初读数及第 i 时刻读数；

H_0、H_i——观测房基点的高程初读数及第 i 时刻读数。

2.仪器的结构与组成

水管式沉降仪主要由沉降测头、管路、量测系统三部分组成。

(1)沉降测头构造如图 6-3-3 所示。测头直径为 159mm,有两根分别与进水管、通气管连接的紫铜管,底部有三个管座分别与进水管、通气管及排水管相连。

(2)管路由进水管、通气管、排水管及保护管组成。一般进水管及通气管采用 1010 尼龙管,排水管及保护管采用高压聚乙烯管。进水管及通气管可采用专用的机械式接头连接。管路总长在 200m 以内的正常范围时,进水管、通气管、排水管及保护管管径可分别采用 6mm × 8mm,10mm × 12mm,13mm × 17mm 及 40mm × 50mm。当管路总长大于 200m 时属于超长沉降仪,各种管路的管径应适当加大。

(3)量测系统包括水箱、压力室、量测板等。压力室设有二通及三通阀门,用于控制进水、排水、通气及观测,以及在发生管路堵塞等故障时,向管内打气、加压等。量测板上安装玻璃管作为量测管,装有最小刻度为 1mm 的不锈钢尺量测玻璃管内水面位置。

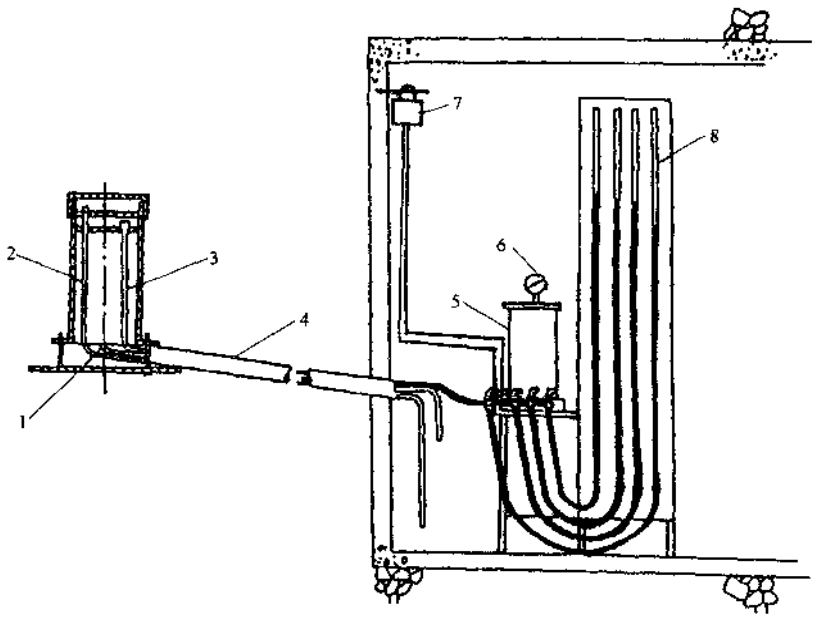


图 6-3-3 水管式沉降仪构造示意图

1-排水管;2-通气管;3-连通水管;4-保护管;5-压力室;6-压力表;7-水箱;8-测量管

3.仪器的安装与埋设

(1)建观测房。观测房建于下游坝坡处或路堤的一侧,使用面积一般为 6 ~ 8m^2,净高 3m 以上,在房基础面或房顶建一表面沉降标点以测量观测房本身的沉降。

(2)确定测点高程及管路坡度。为便于仪器的观测与埋设,同一观测房各测点应基本位于同一高程,与观测房地面的高差应为 1.0 ~ 1.5m,高差与测点和观测房距离之比即为管路的坡度,坡度应大于 0.5%。当测点与观测房之间可能出现的最大相对沉降量大于 1.2 ~ 1.5m 时,测点高程应取观测房地面高程与预测的最大相对沉降量之和。

(3)沟槽开挖与整理。水管式沉降仪的埋设方法有坑式、非坑式和半坑式三种,为了更好地保护仪器,一般采用坑式埋设法。坑式埋设法是当填筑面筑到高于测点埋设高程约 1m 时,沿仪器埋设线路开挖沟槽,一般从上游测点高程处以一均匀坡度挖至下游观测房地面,槽底面宽度应大于 1m,并用反滤料及黄砂将槽底整平,不平整度应小于 2cm。中间各测点砌浆砌石

墩使其达到测点高程。

(4)仪器安装。将进水管、通气管、排水管捆扎在一起后穿入保护管内,并分别与沉降测点的管路接头连接,并用混凝土将测头浇筑固定。将水箱悬挂于观测房内墙面接近于房顶处,用软管将水箱与压力室连接,将进水管连接于压力室三通阀的一个接嘴,另一个接嘴用软管与测量玻璃管相连。

(5)回填及保护。用细料或黄砂进行沟槽回填保护,管路部分回填厚度0.8m后即正常施工,测点周围2m范围以内在混凝土初凝后回填,回填厚度0.8m以后用施工机械静碾,以免测点损坏,1.6m以上可正常施工。

(6)当施工不能全断面同时达到埋设高程时,水管式沉降仪可分段埋设,埋设时测点及管路的高程与坡度应按全断面统一确定,管路预先全部埋入已达埋设高程的土体内并引至临时断面的上、下游边缘妥善保护。

五、钢弦式沉降仪

1.仪器原理

钢弦式沉降仪是将一个钢弦式压力传感器放在密封的测头腔体内,将测头置于测点处,通过连接管与电缆引至观测房内,连接管与观测房室内的储液罐相连,测头腔体与管路内均充满液体,通过压力传感器测得不同时刻水压力的变化值并据以计算测点相对于观测房的沉降,加上观测房本身的沉降即为测点的总沉降。观测房沉降可由水准仪测出,计算公式为:

$$p_i = K(f_0^2 - f_i^2) - b(T_i - T_0)$$

$$H_i = P_i/rg$$

$$S_i = (h_0 - h_i) + (H_0 - H_i)$$

式中:p_i——第 i 时刻测点水压力;

f_0、f_i——初始及第 i 时刻实测频率;

T_0、T_i——初始及第 i 时刻实测温度值;

K——仪器灵敏系数;

b——温度系数;

r——水的容重;

g——重力加速度;

h_0、h_i——初始及第 i 时刻测点与观测房高差;

H_0、H_i——初始及第 i 时刻实测高程;

S_i——第 i 时刻沉降。

2.仪器结构与组成

钢弦式沉降仪有普通型、钻孔型、剖面型及静力水准型之分。剖面型及静力水准型将在剖面式沉降仪及静力水准仪中另行介绍。

钢弦式沉降仪由测头、充液管、电缆、储液罐及测读仪表等组成,见图6-3-4、图6-3-5。

(1)测头由锚固板及腔体组成,腔体内充满液体,并有一个孔隙水压力计,仪器电缆及充液管从腔体内引出。

(2)充液管为2根尼龙管、管外径一般为4mm。

(3)电缆为4芯屏蔽塑料电缆,内含一尼龙管作为通气管,以使腔体与大气连通。

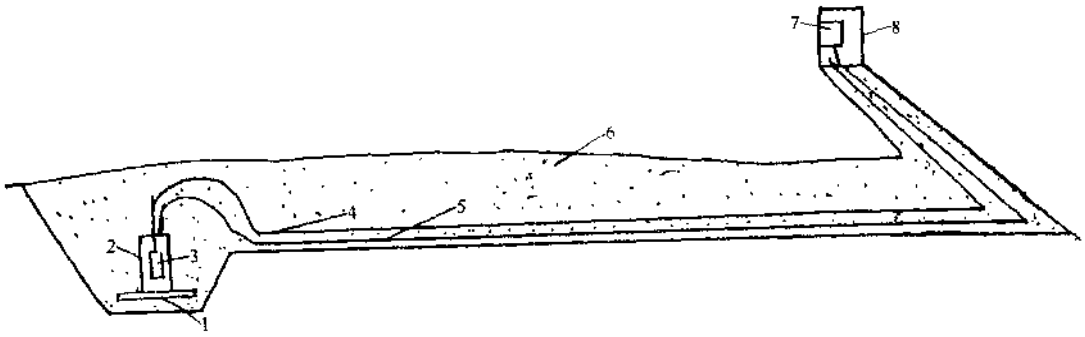


图 6-3-4　普通型钢弦式沉降仪组成及埋设示意图

1-锚固板;2-腔体;3-孔隙水压力计;4-电缆;5-充液管;6-砂;7-储液罐;8-观测房

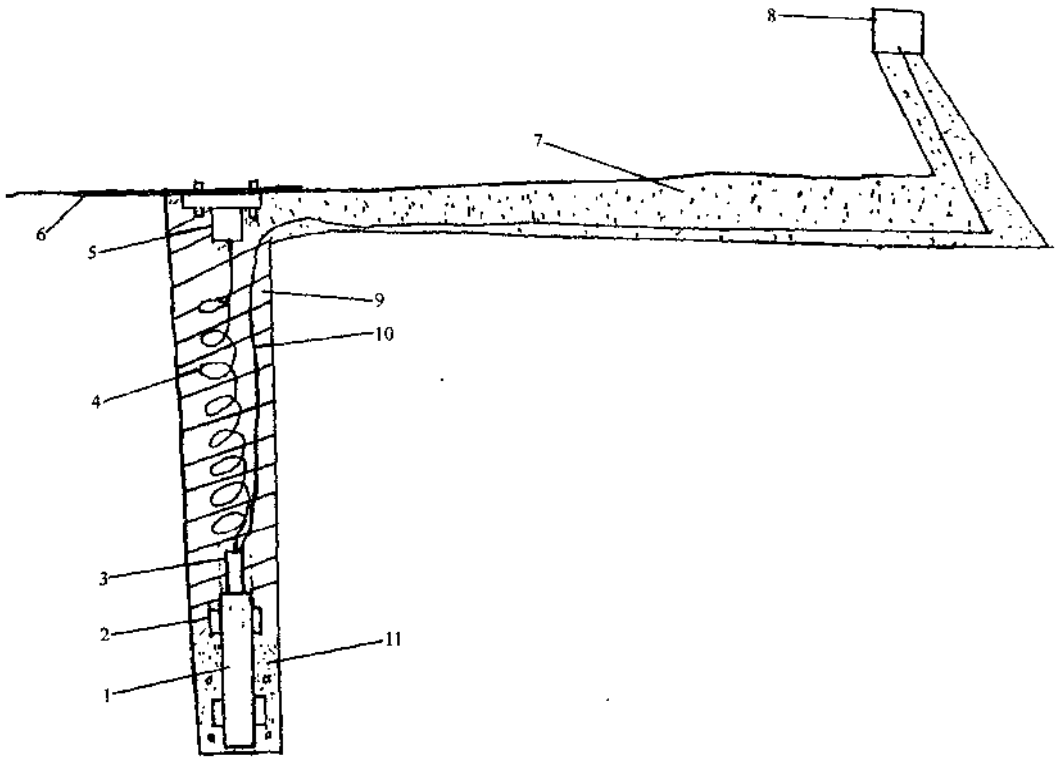


图 6-3-5　钻孔型钢弦式沉降仪组成及埋设示意图

1-钢管;2-定心夹具;3-孔隙水压力计;4-充液管;5-储液罐;6-沉降板;7-砂;8-观测房;9-粘土泥球;10-电缆;11-水泥砂浆

(4)储液罐用于充液并确保液面始终保持在同一位置。

(5)测读仪表为钢弦频率测定仪,与测读弦式孔隙水压力计、土压力计等的测读仪表相同

3.仪器的安装与埋设

(1)普通型:当土体填筑至高于测点高程 1m 时,在测点处开挖一个深、长、底宽均约 1m 的坑,并自测点处开挖底宽 0.5m、深 0.5m 的电缆及管路沟槽至观测室。锚固板置于测点处,将测头与锚固板相连接,充液管及电缆从测头处引出后用塑料胶粘带捆扎后穿入 PVC 保护管内

沿电缆沟引向观测室内，将储液罐固定于观测室某一位置，并将一根充液管与储液管相连接。沟槽内回填砂及细料保护测头及电缆。

(2)钻孔型：在测点处钻孔至基岩或固定点，孔径 76mm，孔斜小于 1°，钻孔完成后，将传感器用接头与一根管径 2.5cm(1in)的镀锌钢管相连，用定心夹具夹住钢管并放入孔底，充液管从测头处引出后至孔顶与储液罐连接，将储液罐用螺丝与沉降板连接，将沉降板置于孔顶表面，从测点至观测房挖一电缆沟，沟深 0.5m，将电缆从测头处引至孔顶后沿电缆沟引至观测房内。用水泥砂浆回填钻孔基岩或不动点段，粘土泥球回填整个钻孔，黄砂回填电缆沟。

六、剖面沉降仪

1.仪器原理

剖面沉降仪是指在填土、堤坝、油罐地基及公路等土工建筑物的横断面的某一高程埋设一根硬质塑料导管，将测头置于管内并往返连续拉动，以观测土体在整个剖面内的沉降量。剖面沉降仪的类型主要根据测头类型来区分，测头可采用钢弦式沉降仪或水平测斜仪。水平测斜仪一般用应变片式，伺服加速度计式或钢弦式等活动式测斜仪，也可用多个传感器串联的固定式水平测斜仪。传感器的原理和计算方法、率定、观测方法、精度等与相应的沉降仪及测斜仪相同。

2.仪器结构与组成

剖面沉降仪的结构与组成与所采用的测头类型有关，一般主要由导管、测头、电缆、电缆卷筒、拉线、读数仪等组成，见图 6-3-6。

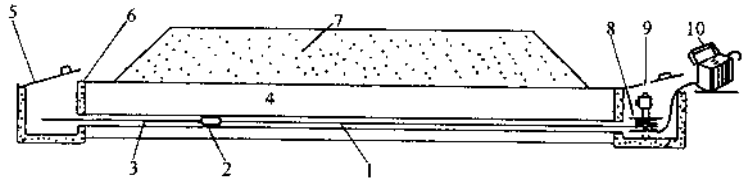


图 6-3-6 剖面沉降仪结构示意图

1-护管和电缆；2-沉降测头；3-拉线；4-填砂槽；5-盖；6-进入孔；7-堤坝；8-电缆卷筒；9-容器；10-读数仪

3.仪器的安装与埋设

当填土至仪器埋设高程以上约 0.8m 时，沿观测断面开挖一宽约 0.6m 沟槽，在槽底铺设一层厚约 10cm 的细砂，将导管逐段连接铺设于沟槽内，并预先在导管内放置 1 根细钢丝绳作为拉线，当测头采用水平测斜仪时，其导管的一对导槽应垂直于地面。导管安装完成后，将拉线与测头相连，通过电缆卷筒与拉线在导管内将测头往返拉动二次，以确保导管畅通。在沟槽内回填厚 20cm 的细砂后，用原土料将沟槽分层回填并压实，直至原地面，用水准仪测定导管两端出口处的高程。

第三节 观测方法与精度要求

一、电磁式沉降仪与干簧管式沉降仪

1.观测方法

电磁式沉降仪与干簧管式沉降仪的观测方法完全一样，观测时通过电缆卷筒将测头缓缓放入沉降管内，接通电源，当测头遇到沉降环的瞬时，发出响声或指示灯亮，测读此刻测尺在管口的读数。依次自上而下逐个测读，重复测读2次，两次读数误差应不大于2mm。测读完成后用绕线盘将电缆及测尺收好，同时用水准仪测读管口高程。

2.初值测定

钻孔埋设法在全部测点埋设完成后应开始测定初值，在填土中埋设时每埋设完一块沉降板后应立即测定其初值。初读数应测定3次，且3次读数差不大于2mm，取其平均读数经换算后确定各测点的初始高程。

3.观测精度

读数的分辨率为1mm，综合观测精度为2mm。要使测读误差控制在2mm以内，必须掌握好仪器发出声响或指示灯亮的一瞬间。

4.观测测次

施工期每填筑一层至少应观测一次，每节沉降管接长前后应观测一次。当每周填筑少于一层时，应每周观测一次。但在连续加载、基坑开挖或路堤填筑等高峰期，应每天观测一次甚至几小时观测一次。运行期每月观测1～2次，但在土石坝初次蓄水期每周观测2次，暴雨或蓄水至最高水位时应每天观测1～2次。各种内部沉降观测仪器的测次应相同，内部水平位移的测次也应与内部沉降测次基本相同。

二、深式标点

1.观测方法

用水准仪观测，采用三等或四等水准仪测量，观测方法与表面沉降观测方法相同。

2.初值测定

安装好第一节标杆后开始测定底板高程及标杆顶部高程，以确定测点初始高程。每长节标杆前后均应观测新旧标杆顶部高程，以确定新的标杆顶高程初值及施工期产生的沉降初始高程测定，采用三等水准测量，每次初值观测二次。

3.观测精度

读数的分辨率为1m，三等水准测量的闭合差不得大于$\pm 1.4\sqrt{n}$mm（n为测站数），四等水准测量的闭合差不得大于$\pm 1.0\sqrt{n}$mm。

三、水管式沉降仪

1.观测方法

打开水箱与压力室连接的二通阀门向压力室内供水，观测时先转动连接压力室、进水管及量测玻璃管的三通阀门使玻璃管内充满水后，转动三通阀门使沉降仪进水管与玻璃管连通，并与压力室隔开。玻璃管内水面一般下降2～10min后达到稳定，此时玻璃管内水面的位置即为量测管读数。每次观测时测读2次，若二次量测管读数误差不大于仪器精度，表明观测结果正常，取其平均数作为测读数。测读完成后关闭水箱与压力室连接的二通阀门。观测时采用的水应为蒸馏水或凉开水等脱气水。在寒冷地区，为了防止管路系统被冻坏，应采用防冻液替代脱气水。防冻液应采用流动性好，比重受温度影响小的配方。可采用乙二醇、甲醇和水的混合液，配比为：乙二醇：甲醇：水=655:345:400（体积比）。也可采用以乙二醇和水为主的混合液，配比为乙二醇：聚乙二醇：苯甲酸钠：水=1000:0.5:(10～50):(400～500)。由于防冻液比重易

受温度变化的影响，而沉降测点至观测房之间的沉降管路内的温度不尽相同且不易测定，使用防冻液可能使测值存在较大误差且不易修正，因此防冻液一般仅在我国北方严寒地区使用。但在我国南方的某些山区，冬季最低气温可能达－10℃以下，通过采用双层窗户及棉窗帘等措施可使观测房室内温度保持在0℃以上。为避免观测误差，应尽量不使用防冻液水管式沉降仪。每次观测时，均应同时用水准仪测量观测房表面标点的高程。

2.仪器调试与初值测定

水管式沉降仪在仪器埋设完成后，应立即进行仪器调试并测定初值。调试时，先从水箱供水将压力室灌满，并打开三通阀向沉降仪进水管充水，在测头内进水管溢流后，再充水5～10min，将管路内的气泡全部排出后，按仪器的观测方法测读三次以上。若多次读数误差不大于仪器精度，仪器调试成功。三次读数的平均值即为仪器初值。观测房表面标点的初始高程用水准仪同时测量。

3.观测精度

水管式沉降仪测读标尺的分辨率为1mm，管路长度小于100m时，仪器精度为±2mm，管路长度每增加100m，误差可能增大2mm。

四、钢弦式沉降仪

1.观测方法

用钢弦频率测定仪测读，频率仪种类较多，但测读方法基本相同。

(1)充电：当仪器内电池的电压降到一定程度后，仪器上的欠压指示会显示出来，此时应及时充电。

(2)观测：先将仪器连接线插入测读仪观测孔内，将其分别与电缆的四根芯线相连，其中两根为频率测量信号线，两根为温度测量信号线。观测时，将仪器开关 *ON* 启动，仪表先自动进行自检，自检通过后，即显示出仪器的频率及温度测值。

2.仪器调试与初值测定

钢弦式沉降仪安装埋设完成后应立即进行调试，调试时在观测室内从储液罐通过一根充液管向测头腔体内充液，充液至另一根充液管内液体排出后，检查该管内有无气泡排出，在气泡全部排出后用专用封头将该充液管封闭，使测头腔体内及二根充液管内全部充满无气泡的液体，并使储液罐内液面始终保持在同一位置。所用液体可采用蒸馏水或防冻液。用钢弦频率测定仪测读传感器的温度及频率三次，若测值在仪器精度范围以内，取其平均值作为初值并计算初始压力、测头传感器与储液罐液面的初始高差。观测房表面标点的初始高程用水准仪同时测量。

3.观测精度

钢弦式沉降仪的分辨率为0.1%FS，观测精度一般在±0.25%FS以内。

第四节　资料整理及分析

一、资料整理

检查沉降观测原始资料及相关的资料的准确性和完整性，并对观测结果进行误差分析和处理。根据实测原始资料计算各测点的全部沉降量，绘制各测点总沉降量变化过程线、沉降速

率过程线、分层压缩过程线、各种过程线图中应加绘荷载过程线。对于土石坝工程还应加绘库水位过程线，并绘制沉降在不同时刻沿高程的分布图，沉降沿同一高程各测点的分布图及沉降等值线图及沉降与孔隙水压力关系曲线图等。

二、资料分析

1.对于一般工民建非挡水建筑物应根据各测点的沉降量及沉降速率的变化过程来判断工程的沉降是否已处于稳定、趋于稳定或处于不稳定状态，当工程处于不稳定状态时，应采取停止加载或减缓加载速度等工程措施。

2.对于土石坝等挡水建筑物应根据沉降量的分布状况分析土体填筑的均匀性、土料分区的合理性。当土体的压缩性相同时，坝体在施工期的沉降量在同一桩号沿不同高程的分布应近似一抛物线，且底部及顶部为零，中间最大。运行期的沉降增量则呈倒三角形分布，顶部最大，底部最小。计算坝体的总沉降量与沉降速率、差异沉降量来分析坝体内部出现裂缝的可能性，分别计算施工期及蓄水期及运行期的沉降量与沉降速率，分析蓄水对沉降量的影响，建筑物的后期沉降及流变对沉降量的影响。根据沉降量的大小计算土体的压缩模量，评价工程压实、施工质量，将实测沉降与设计计算结果参照同类工程实践经验及规范规定的允许值对比，综合分析评价工程的安全性。

三、统计分析与预报

1.施工期：施工期土体的内部沉降主要与上覆荷载大小及时效有关，可采用以下回归模型进行统计分析。

$$S = a + bh^{\alpha} + c\lg(1 + \beta t)$$

式中：S——沉降；

h——测点以上填土高度；

t——时间；

a、b、c、α、β——回归参数。

2.运行期：土石坝运行期的内部沉降主要与库水位高低及水位持续时间有关，可采用以下回归模型进行统计分析：

$$S = a + bH^{n} + c\lg(1 + \beta t)$$

式中：H——库水位。

在地基、挡土墙、路堤等土工建筑物中，运行期的内部沉降主要与时间有关，此时回归模型为一元统计模型，可选用的模型较多，其中对数及双曲线回归模型即模型1和模型2拟合效果较好，实际应用较多。

模型1：$$S = a + b\lg(1 + \beta t)$$

模型2：$$S = \frac{t}{a + bt}$$

四、确定性模型与反馈分析

将实测的原型观测资料与按有限元等数值方法的计算值相比较，根据实测值与计算值相

差最小的原则进行优化，通过对土体物理力学参数的调整，建立确定性模型，计算出土体各物理量的确定解。反馈分析的基本原理是最优化原理，即使代表平均偏差的目标函数 f 达到最小值。

$$f = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{S_c}{S_m} - 1\right]^2$$

式中：S_c——计算值；

S_m——实测值；

n——测点数。

由于土体变形观测的准确性较高，而有限元计算中沉降计算值也比较准确，因此在进行反馈分析时，通常以施工期土体内部的沉降测值为主，结合部分测点的水平位移及孔隙水压力测值进行，主要步骤为：

1.选取计算模型，土工有限元分析中应力应变关系的计算模型主要有非线性弹性模型及弹塑性模型等，可根据土体的变形特性及加荷条件选取恰当的计算模型。

2.整理分析原型观测资料，确定某一时刻（如施工期）各测点的沉降、水平位移、孔隙水压力的实测值。

3.采用选定的计算模型和计算方法，利用室内试验和现场测定的计算参数，计算出土体某一时刻的沉降、水平位移、孔隙水压力值。

4.计算各测点计算与实测值的平均偏差、改变计算参数再计算平均偏差，使平均偏差达到最小，此时所采用的计算参数，作为反分析所取得的计算参数。

5.采用反分析所取得的计算参数用有限元法计算全过程中土体的沉降、位移、孔隙水压力等作为分析评价土体在各个不同时期的运行状况的依据。

第四章　内部水平位移观测

第一节　目的和一般要求

挡土墙、基坑、路堤及土石坝等土工建筑物内部水平位移过大可能导致建筑物滑坡、滑动、倾覆及裂缝等，另外土石坝内部不同土体之间及土体与两岸山体接触面的相对位移过大则可能导致土体开裂及与两岸松脱，形成渗流通道，从而危及坝体的安全。因此，进行土体内部水平位移观测，有利于控制工程施工速度，改进施工方法和监测工程的安全运行。

观测土体内部水平位移仪器的种类较多，如观测地基基础、基坑开挖、挡土墙、路堤及已建土石坝、新建的均质土坝、心墙坝防渗体等水平位移一般均可用测斜仪观测。

观测面板坝坝体、心墙及斜墙坝下游坝壳等的水平位移可选用引张线式水平位移计

观测土石坝坝体与两岸连接处，土体与混凝土等刚性建筑物及不同土料分区之间的相对位移，心墙或斜墙坝上游坝壳的水平位移可以选用电位器式位移计，钢弦式位移计或差动电阻式位移计。

土体内部水平位移观测的测点布置应根据工程的类型、规模、等级、地形、地质条件及施工方法确定，一般先在最大断面、最危险地段、地形变化较大或地质条件复杂处确定若干个观测断面。如土石坝工程的同一观测断面内，在建筑物轴线，上、下游边缘，不同土料之间及 1/2、1/3、2/3 等不同高程，可能出现最大最小位移处，可能出现裂缝、开裂、松脱、滑动处等地方均应布置测点。

第二节　观测仪器与安装埋设

一、测斜仪

1.仪器类型

测斜仪按观测方法可以分为活动式与固定式两种。活动式测斜仪通过测头在测斜管内的移动，连续逐段进行观测，计算出沿孔深的整个断面的水平位移。通常所称的测斜仪一般均指该种活动式测斜仪。固定式测斜仪是把测斜仪固定于某一位置，观测该位置的倾角变化，通常埋设于观测人员难以到达的地方。

测斜仪按测头内传感器轴线与铅垂线的夹角可以分为垂直测斜仪，斜测斜仪和水平测斜仪，通常所称的测斜仪均指仪器内传感器轴线与铅垂线平行的垂直测斜仪，斜测斜仪及水平测斜仪一般在观测某一特定斜坡面或水平面的位移时使用。

测斜仪按测头传感器的类型可以分为伺服加速度计式、电阻应变片式、电位器式、钢弦式、电感式等多种。国内目前一般采用伺服加速度计式和电阻应变片式两种。

2.仪器原理

测斜仪是通过逐段测量其测斜管轴线与铅垂线的夹角，计算测斜管轴线与铅垂线的偏移量，不同时刻测斜管轴线在某一方向偏移量的变化即为土体沿某一方向的位移量。测斜仪组成及工作原理，见图 6-4-1。

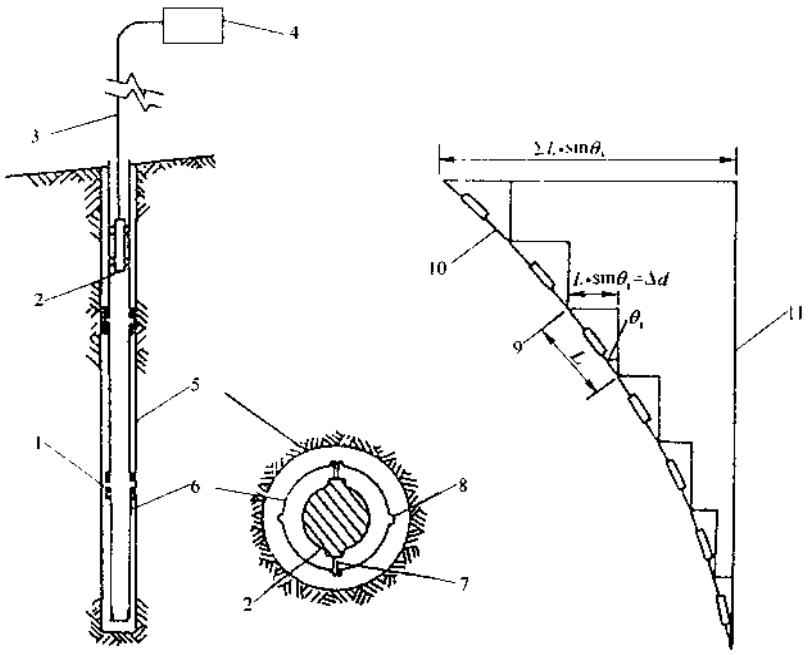


图 6-4-1　测斜仪组成及工作原理示意图

1-连接管；2-测头；3-电缆；4-接收仪表；5-钻孔；6-测斜管；7-导向轮；8-导向槽；9-测点分段距离；10-管移动后位置；11-管初始位置

计算公式为：

$$d_n = \sum_{i=1}^{n} L\sin\theta_i$$

式中：d_n——第 n 测点处测斜管轴线偏离铅垂线的距离；

L——测点间距，通常与测头导轮间距相同，一般为 500mm；

θ_i——第 i 测量段测斜管轴线与铅垂线的夹角。

某一时刻测斜管轴线的偏移量减去其初始偏移量即为该方向土体的位移。

在测斜仪观测时，为了消除或减少仪器的零漂及装配误差等，应在位移的正方向及测头调转 180°以后的反方向各测读一次，取正、反两方向测值代数差的平均值为倾角测值，同时，测读仪表一般直接输出 $\sin\theta$ 的倍数值，因此，实际使用的测斜管轴线偏移量的计算公式为：

$$d_n = \sum_{i=1}^{n} kl\frac{A_i^+ - A_i^-}{2}$$

式中：k——仪器常数；

A_i^+、A_i^-——第 i 测量段正、反测读数。

伺服加速度计式测斜仪用力平衡式伺服加速度计作为敏感元件，通过伺服加速度计测量重力矢量 g 在传感器轴线垂直面上分量的大小确定仪器轴线与铅垂直线的夹角。

B70

电阻应变片式测斜仪用一应变梁及重锤组成的弹性摆作为敏感元件，应变梁的两侧贴有四只组成桥的应变片，当测斜仪在垂直于应变梁平面的平面内倾斜一角度时，应变梁产生弯曲变形，用静态电阻应变仪可以测得应变梁的这一应变值，此应变值正好与倾角的正弦值成正比，由此即可计算倾角。

3.仪器的结构与组成

测斜仪由测斜管、测头、电缆及绕线盘、测读仪表等组成。

(1)测斜管按管材分为铝管、ABS管及聚氯乙烯管。塑料管主要用于观测土体内部的水平位移，同时用电磁式或干簧管式沉降仪观测沉降时可兼作沉降管。铝管主要用于观测表面或抗老化要求较高部位的位移。测斜管管长一般为2m或4m时，管径规格较多，各生产厂家均不尽相同，国内以塑料管外径70mm，壁厚5～6mm，铝管外径71mm，壁厚2mm使用较多。由于测斜仪测头的导轮有一定的弹性，对管径的适应性较好。每节测斜管均有一管径相匹配的连接管。测斜管内有4个互成90°的导向槽，导槽沿管长可能存在扭曲，扭曲将使观测产生误差，因此扭曲的大小是衡量测斜管质量的重要标准，一般要求每米小于0.3°。测斜管底及管顶采用管座及管盖保护，以防泥土及杂物进入。

(2)测头是测斜仪的最主要部件，由壳体、敏感元件及导向轮组成，敏感元件位于测头内。测头内有位于同一平面的上下两组共四个导向轮，导轮有弹力使其能在测斜管的导槽内滑动。上、下两组导轮中心的间距一般为500mm，此间距应作为观测时的测点间距。伺服加速度计式测斜仪有单向和双向两种。单向在测头内仅有一个伺服加速度计，测量导轮所在平面的水平位移。双向测斜仪有两个伺服加速度计，可同时测量导轮所在平面及垂直于该平面方向的水平位移。

(3)电缆与测头连接处有良好的防水密封性能。电缆直径约10mm，一般有4根芯线。电缆外面每隔0.5m有一永久性标记，标记以测点下导向轮的中心为起点，以便观测时知道测头在测斜管中的位置。电缆随温度变化的伸缩性应较小，以保证测点间距的准确性。

(4)测读仪表。一般为液晶数显式，伺服加速度计式测斜仪用专用显示器测读输出电压，仪表的电源电压一般为6V，电阻应变片式测斜仪用静态电阻应变片测读应变。

4.测斜仪的率定

测斜仪的灵敏度系数用测斜仪率定台率定，率定时将测头放入率定台上并夹紧，将测斜仪轴线与铅垂线夹角从0°分级倾斜至最大量程并测读其测值，重复2次，根据测斜仪在不同倾角时的读数计算其灵敏度系数。测斜仪每年应至少率定一次。

5.测斜管的埋设

(1)钻孔埋设：先在预定位置钻孔，钻孔直径至少大于测斜管外径20mm，孔斜应小于1°。埋设时先将最底部一根测斜管配好管座后用尼龙绳系紧并放入孔内，当管顶高于孔口约50cm时，用管钳将测斜管固定于孔口，用连接管连接下一节测斜管，连接时预留一定的沉降段并用自攻螺丝固定。连接段用土工布包裹以防泥土及杂物进入管内，将新接测斜管放入孔内，如此逐段接长，直至测斜管底部到达孔底。如孔内有水时，安装过程中应向测斜管内注水，以免测斜仪从孔内浮起。测斜管放入过程中应使一对导槽与可能发生的位移方向一致，检查导槽是否畅通并用测扭仪测量其扭角。测斜管安装完成后进行回填封孔，封孔材料基岩段一般用水泥砂浆，土体内用膨润土泥球。在管顶部盖上管盖并浇孔口保护墩保护。

(2)在填土中埋设：与电磁式沉降仪中沉降管在填土中的埋设方法基本一样，但应注意在埋设过程中始终使测斜管的一对导槽与可能发生的位移方向一致，并在每接长一节测斜管后

均检查其导槽是否畅通和测量测斜管的扭角。

二、引张线式水平位移计

1.仪器原理

引张线式水平位移计的工作原理是从测点处引出膨胀系数很小的不锈钢瓦钢丝至观测房内，经过导向滑轮在其终端系一砝码，测点位移时带动钢丝移动，可在观测房内用游标卡尺测出测点与观测房的相对位移，加上观测房本身的水平位移量即为测点的绝对水平位移，观测房本身的水平位移可由经纬仪或全站仪测出。其计算公式为：

$$U_i = (V_i - V_0) + (W_i - W_0)$$

式中：U_i——测点第 i 时刻的水平位移；

V_0、V_i——测量系统游标卡尺的初读数及第 i 时刻读数；

W_0、W_i——观测房基点的视准线初读数及第 i 时刻读数。

2.仪器的结构与组成

引张线式水平位移计由测头、管路、不锈钢瓦钢丝及量测系统四部分组成，见图 6-4-2。

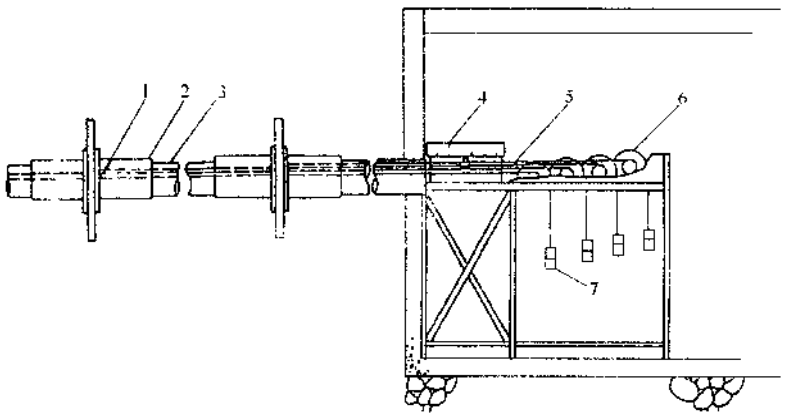


图 6-4-2 引张线式水平位移计原理及结构示意图

1-钢丝锚固点；2-外伸缩管；3-保护钢管；4-游标卡尺；5-钢瓦钢丝；6-导轮；7-砝码

(1)测头由起点板及锚固板等组成。起点板用于夹紧钢瓦钢丝，锚固板为一边长约 400mm，厚约 8mm 的方形钢板，用于固定测点。

(2)管路由保护管及伸缩节组成。保护管一般为 7.6cm(3in)或 10cm(4in)镀锌钢管，也可采用高强度的硬 PVC 塑料管。伸缩节用于连接保护管，其中间有一块分线板将每根钢瓦钢丝分开以免钢丝交叉。

(3)不锈钢瓦钢丝为由稀有金属 Co_{54}和 Cr_9 冶炼而成的合金钢丝，直径一般为 2mm，具有高强度，不锈等特性，特别是线膨胀系数比较小，仅为$(6 \sim 7) \times 10^{-7}/℃$。即若钢丝长 100m，每增加 10℃，钢丝仅伸长 0.7mm，因此引张线式水平位移计的温度误差很小。

(4)量测系统为一位移计观测台，上有导向轮、游标卡尺及砝码及铰车等，用于加载、卸载及观测。

3.仪器的安装与埋设

(1)建好观测房。观测房一般位于坝的下游坡，使用面积为 6～8m^2，在观测房基础面或房

顶建造一表面水平位移标点以便测量观测房本身的水平位移。

(2)确定测点及管路埋设高程。水平位移计测点及管路应与量测系统的导向轮中心位于同一高程,一般比观测房地面高 88cm。

(3)仪器埋设。水平位移计的埋设方法有坑式、非坑式及半坑式埋设三种。为了便于保护仪器一般采用坑式埋设,即当填筑面筑到高于测点高程约 1m 时,开始沿仪器埋设线路开挖沟槽,沟底宽度不小于 1m。开挖至低于埋设高程约 20cm 后,用反滤料或黄砂整平沟底面使基面与埋设高程一致,不平整度应小于 2cm。

(4)仪器安装。根据测点至观测房的距离并留适当富余配制好钢瓦钢丝,用专用穿线器将各钢瓦钢丝穿入管路中,穿钢丝时应保证不能彼此互相交叉,经过管路伸缩节时用分线板将各钢丝分隔开,至测点处用专用夹头将钢丝夹紧并与锚固板一起用混凝土浇筑固定。在位移计观测台用膨胀螺丝固定后,将钢瓦钢丝的另一端穿过游标卡尺后固定在量测系统的导向轮上。

(5)校正测点及管路位置。在仪器安装完成后,用测量仪器校正测点及管路的位置与高程,确保测点及管路位于同一断面的同一高程上,其误差应小于 2cm。

(6)回填与保护。用细料或黄砂进行沟槽回填保护,管路部分回填厚度 0.8m 以上可正常碾压。测点周围 2m 范围以内在混凝土初凝后回填,回填厚度 0.8m 以上用施工机械静碾,以免测点损坏,1.6m 以上可正常碾压。

(7)当施工不能全断面同时达到仪器埋设高程时,引张线式水平位移计可分段埋设,埋设时先将各测点管路及钢瓦钢丝预先埋入已达埋设高程的土体内并引至临时断面的上、下游边缘妥善保护,在其他部分的土体填筑至埋设高程后,依次延伸至测点或观测房内。

三、电位器式位移计

1.仪器原理

电位器式位移计的工作原理是:由一个精密的直线往复式电位器组装于可伸缩的密封保护管内,电位器一端固定于保护管的一端,电位器的滑臂固定在保护管的另一端,两端通过接杆锚固固定。直线电位器的两个输出端与滑臂接成一个分压电路,位移计两端产生相对位移时,改变了滑臂的位置,位移计即输出一个与位移量成比例关系的电压信号,由转换公式可算出位移量。计算公式为:

$$d_i = \frac{CV_i}{V} - C'$$

$$u_i = d_i - d_o$$

式中:C、C'——仪器常数;

V_i、V——位移计实测及工作电压;

d_o、d_i——位移计初始及第 i 时刻位置;

u_i——第 i 时刻位移计位移。

电位器式位移计可用于观测土体内部及表面两点间的相对位移。可以单支埋设,也可以串联埋设。当其一端固定于不动点或能测量其位移的表面标点时,也可以观测各测点的绝对位移。

2.仪器的结构与组成

电位器式位移计由壳体、电位器、滑臂、万向节、连接杆、锚固板、电缆及测读仪表等组成,见图 6-4-3。其中电缆为三根芯线,测读仪表为专用的显示器,用于测读工作电压及仪器输出

电压，

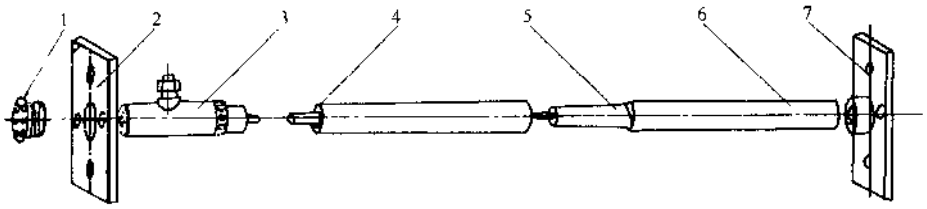


图 6-4-3　电位器式位移计结构与组成示意图

1-左端盖；2-左法兰；3-传感器元件；4-连接杆；5-内护管；6-外护管；7-右法兰

3.仪器的率定

(1)灵敏度系数：电位器式位移计的灵敏系数用专门的位移计率定架率定，率定时将位移计的两端固定于位移计率定架的两端，转动率定架丝杆使位移计预拉至满量程后压缩至零位，反复二次，其读数保持稳定时开始率定。按每级为位移计满量程的 1/5 至 1/10 分级，率定时转动丝杆使测缝计拉开，分级逐渐拉至满量程后，再分级压缩使位移计归零位，重复三次，记录每级测读仪表测出的工作电压与测读电压。计算仪器的灵敏系数，非线性和重复性。

(2)温度修正系数：用位移计率定器将仪器夹紧固定后一起放入保温桶及恒温水箱，将仪器分别在 0℃、20℃、40℃、60℃等不同温度下保持 1h 以上，测读不同温度时位移计的测值，即可计算温度系数。由于电位器式位移计受温度变化的影响很小，可以忽略不计，一般情况下可以不进行温度系数率定试验。

(3)防水密封试验：将位移计放入用于仪器标定的压力罐内，向压力罐内注水使水淹没仪器及仪器与电缆接头处，将电缆末端连接于压力罐顶盖接线盒上引出，盖上压力罐顶盖并用螺丝拧紧，在压力罐完全密封后，放入压缩空气加压，普通仪器一般加压至 1MPa，耐高压仪器加至所承受的压力，并保持 24h 压力不变后取出仪器，测定仪器芯线与外壳绝缘电阻及防水试验前后仪器测值的变化，确定仪器的防水性能。

4.仪器的安装与埋设

(1)开挖沟槽。当电位器式位移计埋设于填土内部时，为便于保护仪器，一般均采用坑式埋设方法。当填筑面超过仪器埋设高程约 1m 时开挖仪器埋设沟槽，沟槽底宽约 1m。

(2)固定基点。当仪器两端均埋设于土体内以观测土体内两测点之间的相对位移时，仪器的两端均用一锚固板作为固定基点，锚固板可用一块边长 60cm，厚 8～10mm 的正方形钢板，锚固板通过连接杆与位移计万向节相连，在仪器安装完成后锚固板部位用混凝土浇筑固定或用周围土料与锚固板一起压密固定。当仪器用于观测土体与岩体或混凝土接触面之间的相对位移时，其中一个位于土体内的固定点的锚固方法与上同。另一个固定端应固定于岩体或混凝土内，此时，在固定点处用风钻钻孔，插入一长度大于 1m，直径不小于 20mm 的锚固钢筋作为固定基点，锚筋通过连接杆与位移计万向节相连。当仪器用于观测钢管等刚性物体与土体接触面之间的相对位移时，可将位移计一端的连接杆直接焊接于钢管的固定点上作为基点。

(3)仪器安装。在仪器的两端分别用万向节将仪器与连接杆相连接，调整好仪器的初始读数以保证仪器满足预定的拉、压量程后，在位移计外部用适配的镀锌钢管或硬 PVC 管保护，管两端用棉纱或麻丝封口，以免泥沙杂物进入。

(4)回填保护。仪器埋设完成并检测正常后，用原土料人工回填，回填时应将土体分薄层压实至设计密度，当回填厚度超过 0.8m 时，可用施工机械静碾，超过 1.6m 时可正常碾压，其

中浇筑混凝土的固定点处应在其初凝后回填。

电位器式位移计也可用于观测土体表面及接缝的水平位移，其仪器的安装调试方法与埋设于土体内部时完全一样。

四、钢弦式位移计

钢弦式位移计的工作原理是当位移计两端伸长或压缩时，钢弦的应力发生变化，从而改变了弦的振动频率，用频率测读仪可接收其自振频率，即可计算出位移量。钢弦式仪器受温度的影响较小，有的仪器不考虑温度的影响，但有的仪器仍同时测定仪器的温度，修正温度对位移测值的影响。考虑温度影响的计算方式为：

$$u_i = k(f_0^2 - f_i^2) + b(T_i - T_0)$$

不考虑温度影响的计算公式为：

$$u_i = k(f_0^2 - f_i^2)$$

式中：u_i——测点第 i 时刻的位移量；

k——仪器灵敏度系数；

b——温度修正系数；

f_0、f_i——初始及第 i 时刻实测频率；

T_0、T_i——初始及第 i 时刻实测温度。

钢弦式位移计除仪器的敏感元件、工作原理与电位器式位移计不同外，仪器的用途、结构与组成、率定、安装与埋设方法等与电位器式位移计基本一致。该仪器的结构与组成见图6-4-4。

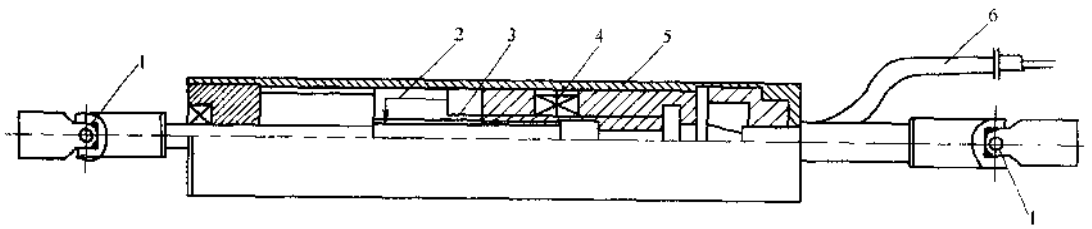


图 6-4-4　钢弦式位移计结构与组成

1-万向节；2-放大机构；3-钢弦；4-激振线圈；5-保护钢管；6-电缆

五、差动电阻式位移计

差动电阻式位移计的工作原理是当位移计两端伸长或压缩时，使位移计内敏感元件的两组电阻钢丝差动地进行变化，引起两组钢丝之间的电阻比变化。理论上，仪器的电阻比变化与温度变化无关。用电桥测得电阻比后，即可计算其位移量，计算公式为：

$$u_i = f(Z_i - Z_0)$$

式中：u_i——第 i 时刻的位移量；

f——灵敏度系数；

Z_0、Z_i——初始及第 i 时刻电阻比。

通过观测位移计电阻值，可以测得测点的温度，计算公式为：

$$T = \alpha'(R_t - R'_0)$$

式中：T——测点温度；

α'——仪器的温度系数；

R_t——实测总电阻；

R'_0——计算的0℃电阻值。

差动电阻式位移计除仪器的敏感元件、工作原理与电位器式位移计不同外，仪器的用途、结构与组成、率定、安装与埋设方法等与电位器式位移计基本一致。图6-4-5为差动电阻式位移计结构与组成示意图。

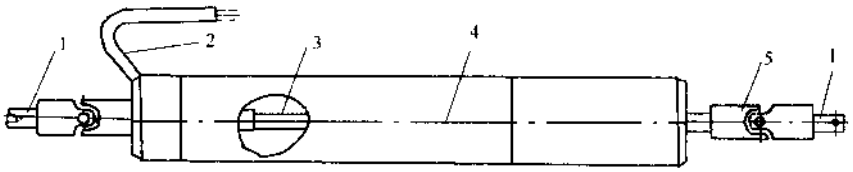


图6-4-5　差动电阻式位移计结构与组成示意图

1-螺栓连接头；2-引出电缆；3-变形敏感元件；4-密封壳体；5-万向铰连接

第三节　观测方法与精度要求

一、测斜仪

1.观测方法

伺服加速度计测斜仪用专用的显示器观测，电阻应变片式测斜仪用静态电阻应变仪观测、观测时将测斜仪专用电缆一端与测头相连接，另一端与测读仪表相连接。将测头放入测斜管需测试位移方向的一对导槽中，其中测头导轮向上的一端为正向，放入被测位移的正向。通过电缆将测头缓缓放至孔底后，将测头往上拉，通过电缆上的长度标记与管口固定位置控制测头所处位置，每0.5m读数一次，其测值为正向读数。测读完成后，将测头调转180°，重新放入测斜管内，再测读一次，此次测值为反向读数。同一深度正、反向读数之差的平均值即为该处测值，据此可计算该方向测斜管位置和位移。测斜仪在管内同一深度的正、反向测值之和应基本不变，在观测中应运用这一规律初步校验测值的正确性，当某一测点的正、反向读数之和与其他测点明显不同时，应进行重测或修正。若需测读某一断面二个方向的位移时，如果使用单向测斜仪，应将测头放入另一对导槽内，按上述方法测读。如果使用双向测斜仪，在同一对导槽内即可同时测读另一对互相垂直导槽方向的位移。此时只需移动显示器上的方向开关，当方向开关置于A时测值即为正向导轮所在导槽方向的测值，方向开关置于B时，测值为正向导轮顺时针旋转90°所在导槽的测值。当测头所处于每一位置时均测读A、B方向两个测值，通过一对导槽内的正、反测即可测出互相垂直的二个方向的位移。仪器的正、反方向如图6-4-6所示。

2.初值测定

在测斜管安装埋设完成且回填料初凝固化后，开始测定初值。初值至少应观测二次，且两次测值计算出的测斜管初始位置之差应小于仪器精度，取两次测值的平均值作为测斜管位置的初值。同时还应用测扭仪测定测斜管的扭角，以便在资料分析时计算测斜管扭角引起的误

差并予以修正。钻孔埋设时测斜管一般一次埋设完成，埋设后测得值为整根测斜管的初值，而在施工期埋设时，测斜管随土体的填筑逐段埋设，时间跨越整个施工期，每一节测斜管埋设后均应进行初值测定。第一节管埋设后，所测得管位置即为初始位置。第二节管埋设后，所测得的第一节管位置与初始值之差为施工期到目前已产生的位移，而计算至第二节管的结果则为该节管的初值。依次类推，直至施工结束埋设完最后一节测斜管后，整个断面的测斜管初始位置才全部确定，而施工期的位移也同时测出。施工期测斜管初始位移示意图，见图6-4-7。

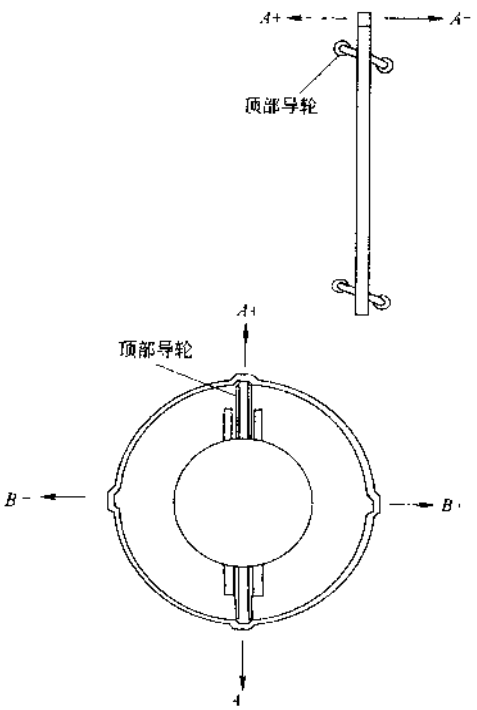


图 6-4-6　测斜仪观测方向示意图

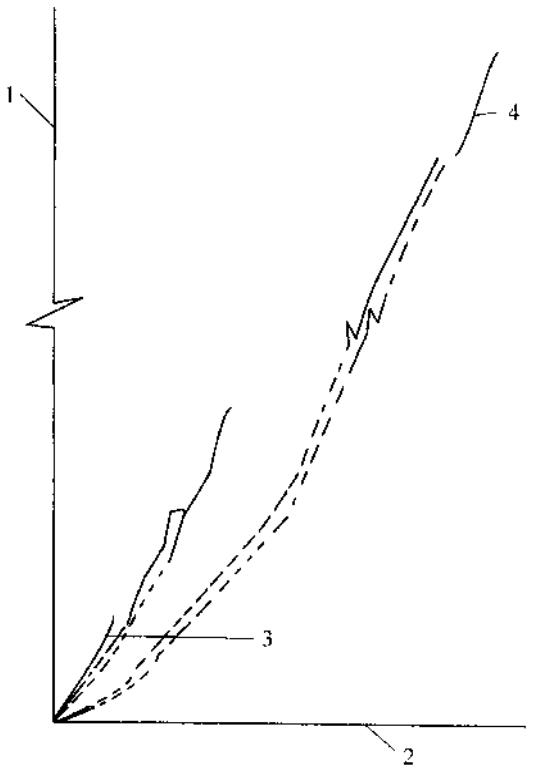


图 6-4-7　施工期测斜管初始位移示意图
1-管深；2-管位置；3-第一节管位置；4-第 n 节管位置

3.观测精度

伺服加速度计式测斜仪观测倾角的灵敏度约为 8″，电阻应变片式观测倾角的灵敏度约为 15″。测斜仪的的综合精度受测头导轮与测斜管的配合、正反测位置的重复性、仪器的侧向灵敏性、零漂、温度变化、测斜管扭曲及测读仪表的误差等多种因素的影响。由于位移需经各测点的倾角测值累加算出，测斜管越深，测点越多，观测误差越大。测斜仪总误差包含系统误差与偶然误差。一般系统误差与测斜管深度成正比，偶然误差与测斜管深度的平方根成正比。目前测斜仪的综合精度为 ±6mm/30m。

二、引张线式水平位移计

1.观测方法

观测时将测读砝码 25kg(20kg)用铰车徐徐加上,加荷完毕经过约 10min,待测值稳定后,在游标卡尺上读数。将测读砝码卸荷,30min 后再测读一遍,若两次测值之差在仪器精度范围以内,测值正常,取其平均值作为测值。测读完成后卸去测读砝码。每次观测时应同时用测量仪器测量观测房表面的水平位移。

2.仪器调试与初值测定

仪器调试前应首先确定加荷重量。直径 2mm 的锢瓦钢丝的抗拉强度不小于 314kg。用于加荷的砝码绕线盘与锢瓦钢丝的绕线盘直径之比为 3:1,两者共一根旋转轴,每施加 1kg 的砝码即钢丝承受 3kg 的拉力。试验表明施加 40~50kg 的砝码时,能使钢丝拉直,此时钢丝受力为 120~150kg,其抗拉安全系数大于 2。若在加载时不受冲击,钢丝是不会被拉断的。因此,加荷总量一般选定为 50kg,为了减少钢丝长期受力产生的疲劳,将荷重对半分为常挂砝码及测读砝码,测读砝码只在测读时加上。为了确保钢丝的安全使用,在钢丝总长大于 150m 时,也可施加 40kg 的砝码,即常挂砝码与测读砝码均为 20kg。

在仪器安装埋设完成后,先用铰车加 10kg 的砝码对锢瓦钢丝试拉,检查钢丝与观测台锚固是否正常,钢丝的移动与走向是否合理等。退去试拉砝码 10kg,将常挂砝码 25kg(20kg)及测读砝码 25kg(20kg)全部用铰车徐徐加上,预拉完成后退去测读砝码,将常挂砝码永久悬挂于仪器上。预拉完成后 2h 可测读初值,测读时将测读砝码加上,待测值稳定后读数反复三次若误差小于仪器精度,取其平均值作为初值。观测完成后卸去测读砝码。同时用经纬仪或全站仪测量观测房表面位移标点的初始读数。

3.观测精度

引张线式位移计的分辨率为 0.05mm,仪器的精度与锢瓦钢丝的长度有关,锢瓦钢丝长度小于 100m 时,仪器精度为 ±2mm,锢瓦钢丝长度每增加 100m,误差可能增大 2mm。

三、电位器式位移计

1.观测方法

(1)充电:当仪表工作电压低于 1.8V 或测值不稳定时应充电,充电时间一般为 4h,当仪器长期不使用时,每隔 3 个月左右应充电一次。

(2)将位移计三根电缆芯线红、蓝、白分别与显示器红、蓝、白三个接口相连,打开显示器开关,分别测读稳定的工作电压 V 及输出电压 V_i。

2.初值测定

在仪器埋设完成且锚固端混凝土初凝后开始测定位移计初值,若三次观测的误差小于仪器精度,取其平均值作为初值。

3.观测精度

仪器的观测灵敏度约为 0.05%FS,观测精度约为 ±0.5% FS。

四、钢弦式位移计

1.观测方法

用钢弦频率测定仪观测,观测方法与钢弦式沉降仪同。

2.初值测定

初值测定要求与电位器式位移计同。

3.观测精度

仪器的观测灵敏度约为0.02%FS,观测精度约为±0.2%FS。

五、差动电阻式位移计

1.观测方法

(1)充电:差动电阻式位移计一般用数字电桥观测。当仪表电压低于允许值时先充电,充电时间一般约10h。充电时不可开机,否则可能损坏仪表。电桥长期不用时,应每2个月定期充电1次,每次约5h。

(2)观测:先将电缆芯线与电桥上颜色相对应的电缆接线柱相连接。差动电阻式仪器出厂时仪器所配电缆为固定的黑、红、白3芯输出,为消除电缆芯线电阻对测值的影响,连接电缆一般采用5芯电缆,其芯线颜色也是固定的黑、蓝、红、绿、白5色。一般在电缆连接前检查仪器时采用3芯观测,仪器埋设后采用5芯观测。观测时打开仪表开关,仪表自检通过后,操作芯线选择使其处于3芯或5芯状态,操作"R"键,显示器显示的稳定测值,即3芯或5芯电阻值操作"Z"键,显示器显示的稳定测值即为3芯或5芯电阻比值。若欲同时观测传感器的电阻及电阻比,操作"R/Z"键,显示器每隔3s,依次显示一次电阻及电阻比测值,测读完成后关机。

2.初值测定

初值测定要求与电位器式位移计相同。

3.观测精度

差动电阻式位移计的灵敏度为0.2mm,综合精度小于±1mm。

第四节 资料整理与分析

一、资料整理

检验全部观测结果的可靠性,计算出全部观测水平位移值并进行误差分析与处理,使测值准确可靠。绘制各测点水平位移变化过程线及相应的荷载过程线,对土石坝等挡水工程还应绘制库水位过程线。绘制水平位移在同一断面或同一高程的分布图,水平位移等值线图,各测点位移速率变化过程线。若用测斜仪观测水平位移,应绘制土体内部水平位移沿深度变化曲线。不同时刻沿深度的水平位移分布曲线能全断面地反映土体水平位移的变形状况与趋势。同时应绘制不同孔深的某些控制点的水平位移随时间变化过程线。同时还应绘制各测点的水平位移速率随时间变化过程线。

二、资料分析

1.对于一般工民建非挡水建筑物,应分析内部水平位移随时间的变化过程,在建筑物施工过程中,水平位移主要受施工时加载(如路堤填筑)或卸载(如基坑开挖)的影响而变化,分析加载与卸载过程中内部水平位移增长变化规律。当建筑物处于稳定状态时,水平位移随时间变化曲线为收敛曲线,否则应进行稳定校核并采取相应工程措施。

2.对土石坝等挡水建筑物,应分析内部水平位移在土石坝施工期和蓄水期的变化规律。

若水平位移变化曲线为收敛曲线，则坝体是处于稳定状态，否则应进行稳定校核并采取相应的工程措施。另外，还应根据各测点的水平位移在空间内的分布特点分析位移的对称性、合理性，判断填筑、压实的均匀性及填料分区的合理性。并根据各测点在各阶段实测的最大水平位移量及分布，分析判断坝体内部出现裂缝、开裂的可能性。

3. 内部水平位移的统计分析与预报方法与内部沉降基本相同。

第五章　孔隙水压力观测

第一节　目的和一般要求

为了解施工加荷过程中土体内产生的超静孔隙水压力的大小、分布及消散速度，以便计算土体的固结度，推算土体强度随时间变化的规律，进行稳定计算，控制施工速度，及时修正和改进施工方案等，需要进行孔隙水压力观测。为了解土石坝蓄水及运行过程中的渗流状态及浸润线的变化，分析土体的渗透稳定及坝坡稳定性，确保大坝的安全运行，也需要进行孔隙水压力的观测。由于水库蓄水后渗流量的变化能直观、全面、综合地反映大坝的工作状态，因此在土石坝运行期中还需进行渗流量观测，以全面分析大坝的运行状态确保其安全。

孔隙水压力观测的测点布置应根据工程的类型、等级、规模、地形和地质条件决定。一般先选择若干个观测断面，观测断面一般选择在最重要、最具代表性、能控制主要渗流状况或估计最可能出现问题处，如荷载最大断面，地形显著变化断面，地基土质变化大的断面，可能产生裂缝或施工质量较差的断面等。在同一观测断面上，应在不同高程和位置分别布置测点，能使所测孔隙水压力反映建筑物的加荷状况与过程。对于土石坝而言，应根据其防渗体的特点布置孔隙水压力测点，以便根据同一断面各测点的孔隙水压力测值能绘制大坝的浸润面及等势线。

孔隙水压力一般采用孔隙水压力计观测，孔隙水压力计有测压管式、水管式、气压式、钢弦式、差动电阻式、电阻应变片式和压阻式等多种类型。目前国内一般使用测压管、钢弦式、差动电阻式及压阻式。测压管观测结果直观、结构简单、经久耐用、费用低廉。钢弦式孔隙水压力计结构牢固，防潮、抗干扰能力强，能适应各种恶劣条件，具有不受电缆长度影响等优点。差动电阻式仪器长期稳定性能好，但电缆的防潮要求高，抗干扰能力稍差。压阻式仪器长期稳定性好，观测精度高温度影响小等。水管式与气压式仪器因埋设与观测复杂，电阻应变片式仪器因长期稳定性较差，国内已很少使用。

各种孔隙水压力计使用时，均应根据各个测点可能受力的大小，分别确定相应的量程。

第二节　观测仪器与安装埋设

一、测压管

1. 仪器原理

测压管是在测点处孔隙水压力的作用下，通过水管段的开孔向管内渗水，使孔隙水压力转化为渗流水头，通过观测测压管内的水位计算测点的孔隙水压力。测压管水位一般用电测水位计观测。为了保证土体内的渗透水能快速地进入测压管内，使测压管内的水位变化能及时反映测点孔隙水压力的变化，除要求进水管段保持较高的开孔率外，还要求土体有较大的渗透

性。当土体的渗透系数大于 10^{-3}cm/s 时，测压管水位滞后于测点孔隙水压力的变化一般可以忽略不计。当土体的渗透系数在 10^{-3}cm/s 至 10^{-4}cm/s 之间，在进行资料分析中应考虑测压管水位滞后时间的影响。当土体的渗透系数小于 10^{-4}cm/s 时，测压管内水位的滞后时间较长，一般不宜采用测压管观测孔隙水压力。

2.仪器的结构与组成

测压管由进水管、导管及观测仪表等组成，见图 6-5-1。

(1)进水管段长 1～2m，采用管径为 3.8～5cm (1.5～2in)的镀锌钢管或硬质 PVC 管，面积开孔率为 10%～20%，开孔孔径 4～6mm，打光钻孔管壁的钻孔毛刺，管底封闭。进水管段用棕皮、麻布及土工织物包裹，包扎物必须满足土颗粒不能透过织物网眼及能顺利渗水两项条件。

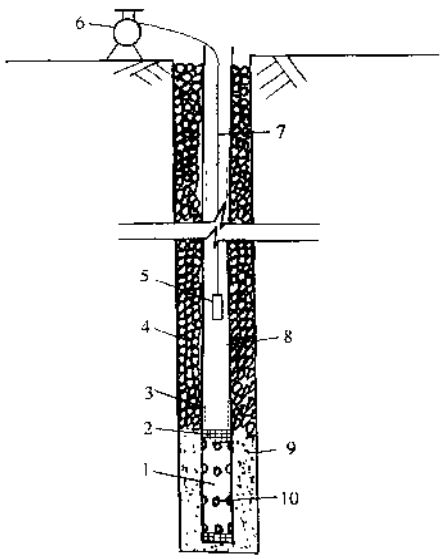


图 6-5-1 测压管组成及埋设示意图

1-进水管段；2-土工织物；3-连接螺纹；4-粘土泥球；5-测头；6-电缆卷筒；7-电缆；8-导管；9-砂；10-进水小孔

(2)导管段将进水管段引伸至土体表面，导管管径与管材均与进水管相同，导管连接段应不渗水。管顶有管盖，并在管口设有专门的保护设备。

(3)观测仪表：人工观测一般用电测水位计，它由测头、电缆与刻度尺、卷筒与支架等组成。

3.仪器的安装与埋设

测压管一般采用钻孔埋设，每一孔可埋设一根测压管，也可以每一孔埋设多根测压管，但每一根测压管的进水管分别位于不同高程，以观测同一孔内不同测点处的孔隙水压力。同一钻孔内最多可埋设三根测压管。

(1)钻孔：一孔内埋设单根测压管时，孔径应不小于 100mm，埋设多管时，孔径应根据管的数量自下而上逐渐扩大。当土体作为防渗体时，应采用干钻法造孔。需要防止塌孔时，可采用套管护壁。但无论土料特性及钻孔方法如何，均不能采用泥浆固壁，以免降低土体的透水性能。

(2)安装：钻孔达到预定的深度后，先在孔底填约 10cm 厚的反滤料。将进水管及导管依次连接，并徐徐放入孔内，并使管身顺直，直至进水管底部到达孔底。导管之间用螺丝连接，并用生胶带、麻丝等防渗，严防接头处渗水，测压管定位后，校测其底部高程。

(3)封孔：在进水管段回填反滤料，保护周围土料，导管段一般用易于崩解的粘土或膨润土泥球封孔，使封孔材料与周围土体严密结合，以防上部水压力串入进水管段。泥球应由直径 5～10mm 的不同粒径组成，风干后逐粒投入孔内，要求泥球崩解后的渗透系数小于周围土体的渗透系数，有套管护壁的钻孔应在回填前将导管逐段拔出，一般每次上拔 1～2m，回填时应不断用测绳测定回填料到达的深度，确保导管底部始终在回填料以上。当一个钻孔内埋设多根测压管时，在回填至第二根管进水管的高程时，按上述方法埋设第二根管，其余类推。

在测压管管口加管盖并设管口保护装置。

4.灵敏度检验

测压管埋设完成后，应进行灵敏度检验。检验方法采用注水试验，试验前先测定管中水

位，然后向管内注入清水，若进水管段周围为粘性土，注水量相当于测压管长 3～5m 的体积，若为无粘性土则相当于测压管长 5～10m 的体积。注水后，不断观测测压管水位，直至降至注水前水位。对于粘性土，注水后水位在 5 昼夜内降至原水位为灵敏度合格，对于无粘性土，12h 内降至原水位或注水后水位升高小于 3～5m 时，灵敏度符合要求。

二、钢弦式孔隙水压力计

1.仪器原理

钢弦式孔隙水压力计的工作原理是土体孔隙中的有压水通过透水石作用于仪器承压膜上，使其产生变形而引起钢弦应力发生变化，从而改变钢弦的振动频率，通过电磁线圈激振钢弦并测量其振动频率，即可计算土体的孔隙水压力。环境温度的变化会引起孔隙水压力计钢弦应力的改变，对测值会有一定的影响。有些孔隙水压力计内增设了温度传感器，同时观测测点处的温度变化以修正孔隙水压力测值。但由于温度对孔隙水压力测值影响较小，且土体内部的温度变化也较小，实测中温度误差不是太大，有些孔隙水压力计仍未设观测温度的传感器，不进行温度修正。目前设温度观测和不设温度观测两种类型的钢弦式孔隙水压力计均广泛应用于各种土工观测中。

孔隙水压力的计算公式为：

$$p_i = k(f_0^2 - f_i^2) - b(T_i - T_0) \qquad \text{（有温度修正）}$$

$$p_i = k(f_0^2 - f_i^2) \qquad \text{（无温度修正）}$$

式中：p_i——孔隙水压力；

k——仪器灵敏度系数；

b——温度修正系数；

f_0、f_i——仪器初始及第 i 时刻实测频率；

T_0、T_i——初始及第 i 时刻实测温度。

2.仪器的结构与组成

钢弦式孔隙水压力计由透水石、壳体、承压膜、钢弦，激振线圈、温度传感器、电缆及观测仪表等组成，见图 6-5-2。

透水石有圆锥形和圆板形两种，其材料一般为氧化硅、陶瓷等，要求透水性好。兼测温度时的电缆一般采用四芯屏蔽塑套电缆；不测温度时，一般采用二芯屏蔽塑套电缆。观测仪表采用钢弦频率测定仪。

3.仪器的检验与率定

(1)灵敏度系数率定及防水密封试验：将渗压计放入用于率定的专用压力罐内，充水使水全部淹没渗压计及电缆与仪器连接处，将渗压计电缆端部与压力罐顶盖电缆接线盒相连，将顶盖盖上并用螺丝拧紧，使压力罐完全密封，用空气压缩机向压力罐内预加压至孔隙水压力计满量程后卸荷。反复三次，记录零荷载及满量程时的仪器读数，若测值稳定，正式开始率定。率定时先确定加荷分级，一般每 0.05MPa(或1/5～1/10满量程)一级，逐级加荷、卸荷循环 3 次，记录每级荷载下各支仪器频率的稳定测值，即可计算仪器的灵敏度系数及非线性和精度。在仪器率定完成后加压至满量程并保持水压力 24h 不变后取出仪器，检查绝缘电阻的变化可测定孔隙水压力计的防水密封性能。一次率定可根据压力罐顶盖上电缆接线盒的测点数量，同时率定多支量程相同的孔隙水压力计，但不同量程的孔隙水压力计不能同时率定。

(2)温度系数率定：将孔隙水压力计放入温度调节箱内，将温度逐级升高 ΔT，并稳定约 2h 不变，使测头内部的温度相应升高。测定温度变化前后孔隙水压力计读数的变化，即可计算出温度系数。

4.仪器的埋设

孔隙水压力计埋设前，应将仪器透水石在清水中煮沸约 2h，以排除透水石孔隙中的气泡和油污，同时使其达到并保持饱和状态。

(1)在填土过程中埋设：当填土超过仪器埋设高程 0.5m 时，在测点处开挖一边长为 0.5m 的方坑，深度挖至埋设高程以下约 15cm，在坑内填约 15cm 厚的干净中粗砂，将孔隙水压力计测头平放或竖放在坑内，并使其承压膜的中心与埋设高程一致，在仪器上部再回填约 15cm 的干净中粗砂后，在坑内回填原土料保护，并将电缆引至观测房。

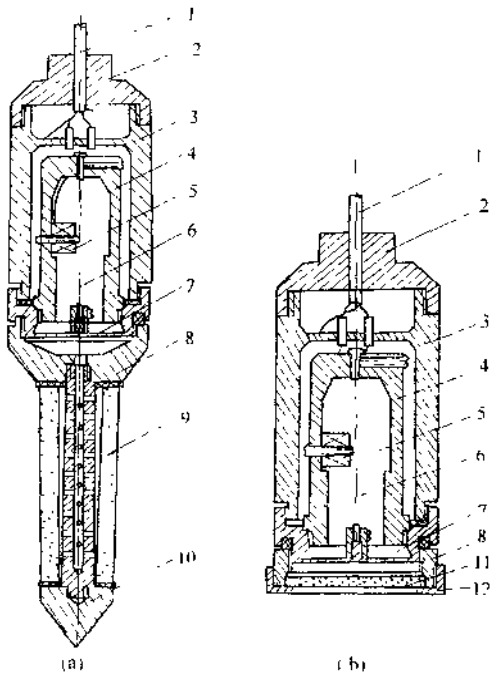


图 6-5-2 钢弦式孔隙水压力计结构与组成示意图

(a)钻孔埋入式；(b)填方埋入式

1-屏蔽电缆；2-盖帽；3-壳体；4-支架；5-线圈；6-钢弦；7-承压膜；8-底盖；9-透水石；10-锥头；11-透水板；12-卡环

(2)在同一钻孔中埋设多支孔隙水压力计：在同一位置的不同高程布置有多个孔隙水压力计时，一般将其埋设于同一孔内，以节省钻孔工作量，此时钻孔孔径根据仪器的直径及同一孔中埋设的仪器数量确定，一般为 108～146mm。在防渗土体内应采用干钻，即钻孔时可加润滑水但不能加压力水，以免土体内部形成空洞。若土体塌孔则采用套管保护。孔底高程应低于最底部一个测点埋设高程约 50cm。埋设时先向孔内注入约 30cm 深的中粗砂，用尼龙绳或铅丝等将孔隙水压力计测头徐徐放入孔内，使其承压膜至测点预定高程，向孔内注入约 40cm 深的中粗砂。将套管逐段上提，向孔内注入高崩解性粘土或膨润土泥球封孔，并用测绳不断测量孔内泥球表面深度，确保泥球表面始终在套管底部以下，以免套管上提时带动仪器或电缆。当泥球封孔至第二支仪器埋设高程以下 50cm 时，按上述方法埋设第二支仪器，依次直至孔顶。埋设过程中应防止泥浆进入渗压计透水石内。

(3)在同一钻孔中埋设一支孔隙水压力计：在同一钻孔内埋设多支孔隙水压力计时，由于各支孔隙水压力计的电缆均需从孔内竖向引出，电缆之间可能交叉，形成渗透通道，且泥球有时难以避免架空及泥球在崩解后不能与土体完全结合等因素，使得钻孔不一定能封住，同一孔内各测点的水流可能会贯穿。因此，在孔深较浅或钻孔费用比较低廉时，可仅在每一孔内埋设一支孔隙水压力计。此时在测点位置的 1m 范围内分别钻孔至不同的深度，孔径只需比孔隙水压力计测头直径大 20～30mm 即可，其仪器的埋设、封孔等与一孔埋设多个孔隙水压力计时相同。若土体为软粘土，钻孔至测点高程以上 2～3m 时，可用钻杆通过测头尾部的专用接管将孔隙水压力计测头从孔底直接压入土体内预定高程，压入部分的钻杆拔出后，因孔径很小，能在软粘土侧压力的作用下很快自行封闭，以确保孔隙水压力计能测得测点处的真实压力。

三、差动电阻式孔隙水压力计

1.仪器原理

差动电阻式孔隙水压力计的工作原理是，渗透压力自进水口经过透水石作用在感应板上，使测头内两根方杆产生相对位移，引起敏感元件上两根差动钢丝的电阻比的变化，测出其电阻及电阻比，即可计算其孔隙水压力。

$$p_i = f(Z_i - Z_0) - b(T_i - T_0)$$

式中：p_i——测点第 i 时刻孔隙水压力；

f——仪器灵敏度系数；

b——温度修正系数；

Z_0、Z_i——初始及第 i 时刻电阻比；

T_0、T_i——初始及第 i 时刻温度。

其中：

$$T_i = \alpha'(R_i - R'_0) \quad (0℃ \leqslant t \leqslant 60℃)$$

$$T_i = \alpha''(R'_0 - R_i) \quad (t < 0℃)$$

式中：α'、α''——仪器零上(零下)温度系数；

R_i——第 i 时刻实测电阻，R'_0 为计算的0℃电阻值。

2.仪器的结构与组成

差动电阻式孔隙水压力计由前盖、透水石、感应板、密封壳体、敏感元件、电缆及观测仪表等组成，见图 6-5-3。其中透水石为圆柱形，敏感元件由两根方杆和两根差动电阻钢丝组成，一根方杆固定于感应板中心，另一根固定于壳体。仪器输出电缆为 3 芯电缆，连接电缆一般用 5 芯专用水工电缆，观测仪表采用数字电桥。

差动电阻式孔隙水压力计的率定、安装与埋设方法与钢弦式孔隙水压力计基本相同。

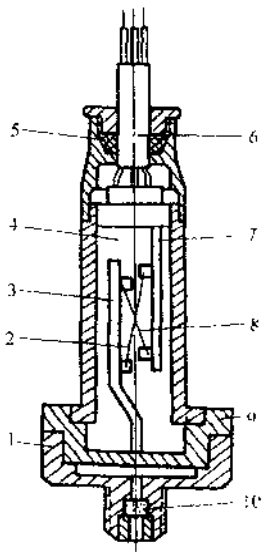


图 6-5-3 差动电阻式孔隙水压力计原理及结构示意图

1-前盖；2,8-电阻钢丝；3,7-方杆；4-变压器油；5-止水橡皮圈；6-引出电缆；9-感应板；10-透水石

四、压阻式孔隙水压力计

1.仪器原理

压阻式孔隙水压力计的工作原理是，土体孔隙中的有压水通过透水石作用于仪器的隔离膜上，通过隔离膜作用于仪器的敏感元件，使处于平衡状态的桥臂电阻发生变化，电桥失去平衡，并产生一个与所受压力成正比的输出电压。计算公式为：

$$p_i = kV_i$$

式中：p_i——第 i 时刻孔隙水压力；

k——仪器灵敏度系数；

V_i——仪器输出电压。

由于压阻式传感器具有长期稳定性好，观测精度高、温度误差小等优点，近年来已广泛应用于库水位、测压管及量水堰观测，也已开始应用于土体的孔隙水压力观测。

2.仪器的结构与组成

压阻式孔隙水压力计由透水石、壳体、隔离膜、敏感元件、电缆及观测仪表等组成，见图6-5-4。其中透水石为圆板形，敏感元件为一个惠灵顿电桥，输出电缆为4芯，观测仪表为专用的压阻式显示器。

压阻式孔隙水压力计的率定、安装与埋设等与钢弦式孔隙水压力计基本相同。

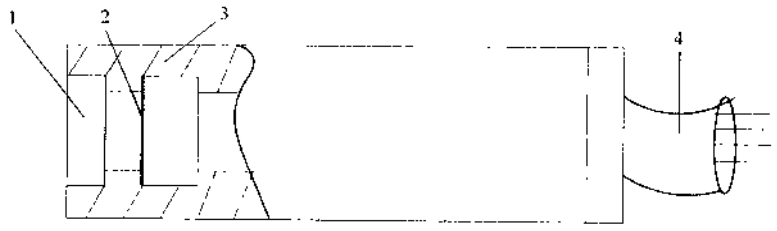


图6-5-4 压阻式孔隙水压力计工作原理及结构示意图
1-透水石；2-传感器隔离膜；3-壳体；4-电缆

第三节 观测方法与精度要求

一、测压管

1.观测方法：测压管用电测水位计观测，观测时将测头徐徐放入孔内，当测头接触水面时，蜂鸣器发出响声或指示灯亮，从标尺上直接读出水面至管口的距离，即可计算测压管水位。测压管的管口高程应根据土体沉降速率用水准仪定期校测。

2.初值测定：测压管埋设过程中孔内一般有残留积水，水体的排出时间与土体渗透性有关，埋设完成后应不断测定管内水位，直至管内水位稳定后的测值为测压管的初始水位，一般无粘性土所需的稳定时间在12h以内，粘性土所需的稳定时间在5天以内。

3.观测精度：测压管观测的分辨率为1mm，观测精度为±10mm。

二、钢弦式孔隙水压力计

1.观测方法：用钢弦频率测定仪观测，观测方法同钢弦沉降仪。

2.初值测定：孔隙水压力计的初值在仪器埋设前测定，同时兼测温度的钢弦式孔隙水压力计在仪器埋设前频率与温度的稳定测值为仪器初值，不测温度的孔隙水压力计取温度为20℃时的频率测值为初值。

3.观测精度：钢弦式孔隙水压力计的灵敏度约为0.1%FS，观测精度约为±0.25%FS。

三、差动电阻式孔隙水压力计

1.观测方法：用数字电桥观测，观测方法同差动电阻式位移计。

2.初值测定：仪器埋设前电阻及电阻比的稳定测值为初值。

3.观测精度：差动电阻式孔隙水压力计的灵敏度约为0.7%FS，观测精度约为±0.2%FS。

四、压阻式孔隙水压力计

1.观测方法:将仪器电缆的4根芯线分别与专用显示器的4个接线柱相连接,打开显示器开关后,测读其输出电压。

2.观测精度:压阻式孔隙水压力计的灵敏度约为0.01%～0.03%FS,观测精度为±0.5%FS。

第四节　资料整理及分析

一、资料整理

检验全部观测结果的可靠性,计算出全部实测的孔隙水压力(指超静孔隙水压力,以下同),进行误差分析和处理,使孔隙水压力观测结果准确可靠。绘制各测点的孔隙水压力过程线及相应的荷载过程线,绘制孔隙水压力等值线图,同一断面不同高程测点孔隙水压力分布图及同一高程不同位置测点孔隙水压力分布图。绘制各测点孔隙水压力消散速率变化过程线。

二、资料分析

1.孔压系数的计算:在土工建筑物施工期,为了解加荷所产生孔隙水压力,可用孔压系数表示,计算公式为:

$$B = \frac{u}{p}$$

式中:B——孔压系数;

u——孔隙水压力;

p——测点以上垂直荷载。

2.位势计算:在土石坝蓄水运行期,可根据测点位势的变化分析其渗流稳定性,计算公式为:

$$\Phi(\%) = \frac{h_i - H_2}{H_1 - H_2} \times 100\%$$

式中:　Φ——测点位势;

h_i、H_1、H_2——分别为测点及上、下游水位。

3.稳定与安全:在施工期分析所加荷载与产生的超静孔隙水压力的关系,用孔压系数控制加荷速度,同时分析施工期孔隙水压力的消散速度与过程,分析土体的稳定性并控制加荷速度,在地基、路堤等土工建筑物的运行期应分析土体内孔隙水压力的消散过程,结合沉降观测计算固结度,固结时间及计算运行期的沉降量。对土石坝工程还应分析在土石坝的蓄水运行期稳定渗流时测点水位与库水位的关系,测点位势的变化及相同水位条件下不同时刻测点水位的变化,分析大坝的渗流稳定性。绘制在高水位条件下的浸润线及等势线,计算各部位的水头损失及渗透坡降及渗透稳定性,计算复核坝坡的稳定性。

三、统计分析与预报

施工期测点的孔隙水压力主要与上覆荷载及孔隙水压力的消散过程有关,参考的回归分

析模型为：

$$p = a + bh^{\alpha} - c\lg(1 + \beta t)$$

式中：p——孔隙水压力；

h——测点以上土柱高度；

t——时间；

a、b、c、α、β——回归系数。

对于土石坝等挡水建筑物，其运行期的孔隙水压力还主要与库水位及其变化过程有关，参考的统计模型为：

模型 1：

$$u = a_0 + aH + \sum_{i=1}^{n} a_i H_j$$

式中：u——孔隙水压力；

a_0、a、a_i——回归参数；

H——观测当天库水位；

H_i——观测前第 j 天库水位，$j = T/n$，一般取 T 为 30、60 或 90 天，n 为 5 或 10。

模型 2：

$$u = f_1(H) + f_2\left(\frac{\Delta H}{\Delta t}\right) + f_3(\overline{H})$$

式中：

$$f_1(H) = a_0 + a_1 H + a_2 H^2 + a_3 H^3$$

$$f_2(\Delta H/\Delta t) = \sum_{i=1}^{n} b_i \frac{\Delta H}{\Delta t}\Big|_{\Delta t = j}$$

$$f_3(\overline{H}) = \sum_{i=1}^{n} c_i \overline{H}_j$$

式中：a_i、b_i、c_i——回归参数；

$\Delta H/\Delta t$——j 时段内库水位变化速度；

$\overline{H}_j$——j 时段内的平均水位。

第六章　土压力观测

第一节　土中土压力观测

一、观测目的和一般要求

为了解土体内部的受力状况，分析土体内应力的变化对变形、渗流状况的影响，监测土工建筑物的安全，需要进行土中土压力观测。

土压力采用土压力计观测，土压力计测得的土压力均为总应力，如需知土体内的有效应力，应在每一土压力测点附近埋设一支孔隙水压力计，测出土体的孔隙水压力。

土中土压力计应布置在最大断面或地形变化大、地质条件变化复杂的断面。测点应布置在同一断面中受力变形较大或蓄水后受力变化较大的部位。

土中土压力计埋设于同一种介质的土体内部，又称为埋入式或介质式土压力计。当它埋设于土体后，可能改变测点处土体的应力状态，从而使测值失真，因此土中土压力计应在满足刚度要求的前提下尽可能使受压膜的厚度减小。

各种土中土压力计使用时均应根据测点及各个方向可能出现的土压力大小确定相应的量程。

二、同一测点的仪器布置与主应力计算

1.单向土中土压力计

在土体内某些测点主应力方向比较明确，如最大断面的对称轴线上，其垂直应力可视为最大主应力，此时在该测点可仅埋设一支单向土压力计，实测的土压力即为垂直方向应力：

$$\sigma_z = p_z$$

2.平面问题内土中土压力计

土体内的受力状况有的可简化为平面问题，如地形较平缓，轴线较长的土工建筑物的最大断面；此时，测点的应力包括三个应力分量，σ_y、σ_z 和 τ_{yz}。应在以测点为原点组成的坐标系 y0z 内埋设三个土中土压力计，分别观测 y、z 方向及坐标轴成 45°方向的土压力，即可计算测点的应力分量及主应力和主方向。

$$\sigma_y = p_y$$

$$\sigma_z = p_z$$

$$\tau_{yz} = \frac{1}{2}(p_y + p_z) - p_{yz}^{45}$$

$$\begin{matrix}\sigma_1 \\ \sigma_3\end{matrix} = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}$$

$$\alpha = \frac{1}{2}\arctan\left(\frac{-2\tau_{yz}}{(\sigma_y - \sigma_z)}\right)$$

3.空间问题内土中土压力

当土体内测点的土压力需要按空间应力状态监测土压力时，该测点的空间应力包括 σ_x、σ_y、σ_z、τ_{xy}、τ_{yz}、τ_{zx}6个应力分量。此时，应以测点为原点建立一个坐标系，一般以建筑物轴线为x轴，横断面方向为y轴，铅垂方向为z轴，埋设6个土中土压力计分别观测 x、y、z 方向及3个坐标系平面内 $x0y$、$y0z$、$z0x$ 内与坐标轴成45°方向的土压力，测点的各应力分量由下式计算：

$$\sigma_x = p_x$$

$$\sigma_y = p_y$$

$$\sigma_z = p_z$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2}(p_x + p_y) - p_{xy}^{45°}$$

$$\tau_{yz} = \frac{1}{2}(p_y + p_z) - p_{yz}^{45°}$$

$$\tau_{zx} = \frac{1}{2}(p_z + p_x) - p_{zx}^{45°}$$

其中主应力应满足下列方程：

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 - I_2\sigma - I_3 = 0$$

式中：$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$；

$I_2 = -\sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2$；

$I_3 = \sigma_x\sigma_y\sigma_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - \sigma_x^2\tau_{yz} - \sigma_y^2\tau_{zx} - \sigma_z^2\tau_{xy}$。

方程有三个实根，即为测点的最大、最小和中主应力。

求解上述方程是困难的，但可应用相应的偏主应力方程：

$$S^3 - J_2S - J_3 = 0$$

式中：$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 + 3I_2)$；

$J_3 = \frac{1}{27}(2I_1 + 9I_1I_2 + 27I_3)$。

上述方程可通过用三角恒等式模拟求解出主应力：

$$\begin{Bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \sigma_3\end{Bmatrix} = \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_3}\begin{Bmatrix}\sin(\theta_\sigma + \frac{2}{3}\pi)\\ \sin\theta_\sigma\\ \sin(\theta_\sigma - \frac{2}{3}\pi)\end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix}\sigma_m\\ \sigma_m\\ \sigma_m\end{Bmatrix}$$

式中：

$$\theta_\sigma = \frac{1}{3}\arcsin\left(-\frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}}\right)$$；

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$。

三、土中土压力计及安装埋设

1.仪器结构与组成

为了减少土压力计本身埋入土体后对测点处应力状态的改变，使测值更准确地反映测点的应力状态，土中土压力计一般采用压力盒与传感器分离的结构。压力盒由两块圆形或矩形的不锈钢板焊接面成，两板间形成厚约1mm的空腔，腔内在抽真空后充满防冻液体（如硅油），

用一根不锈钢管将压力盒与压力传感器相连，传感器为一个孔隙水压力计。结构与同类型的孔隙水压力计一样。土中土压力计压力盒的两个膜面均可以作为承压面。土中土压力计结构示意图，见图 6-6-1。

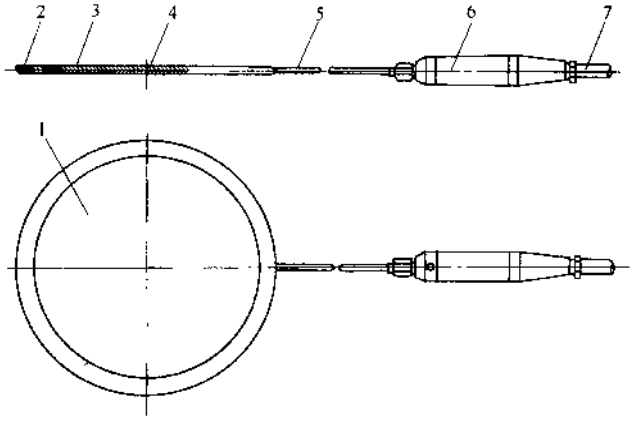


图 6-6-1　土中土压力计结构示意图
1-压力盒；2-橡皮边；3-承压膜；4-油腔；5-接管；6-传感器；7-屏蔽电缆

2.仪器原理

当土压力作用于压力盒承压膜（一次膜）上，承压膜产生微小的挠曲变形，使腔内液体受压，产生的液体压力通过连接管传递到传感器的承压膜（二次膜）上，使传感器受压，用观测仪表测定输出量的变化即可计算出土压力。其原理示意图见图 6-6-2。

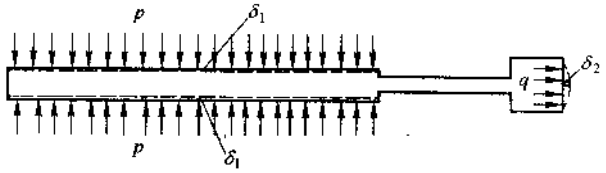


图 6-6-2　土中土压力计原理示意图

3.仪器的类型

土中土压力计的类型与其传感器采用的孔隙水压力计的类型相关，如传感器为钢弦式则称为钢弦式土中土压力计，传感器为差动电阻式则称为差动电阻式土压力计等。传感器的工作原理与结构、土压力计的计算公式，检验与率定、观测方法与精度要求等与相应类型的孔隙水压力计一样。

4.仪器埋设

（1）确定埋设位置：当某测点埋设单支土压力计时，可直接将土压力盒埋设该测点预定位置。当测点按平面问题埋设 3 支土压力计或按空间问题埋设 6 支土压力计时，首先应确定各支仪器的埋设方向，将各支仪器在测点周围的同一高程上均匀布置，仪器之间的间距一般为 2m，以免互相干扰改变土体的应力状态。

（2）开挖：当土体填筑面高于测点高程以上 1.0m 时，开挖仪器埋设坑，挖坑范围至仪器处边缘 1m，深至仪器埋设高程，再在水平放置的压力盒部位挖深 5cm，垂直和成 45°放置的压力盒部位挖深至压力盒半径以下 5cm。

(3)埋设:水平埋设的土压力计在压力盒部位铺放 5cm 厚的细砂后将土压力盒放在砂层上,并用水平尺校正膜面的水平。垂直及 45°埋设的土压力计,将压力盒放在坑内,使盒的中心位于埋设高程,在盒两侧面同时回填粘土并压实,但在膜面周围填 5cm 厚的砂,使压力盒逐渐固定,同时不断校测压力盒的倾角。平面问题的土中土压力计埋设,见图 6-6-3。

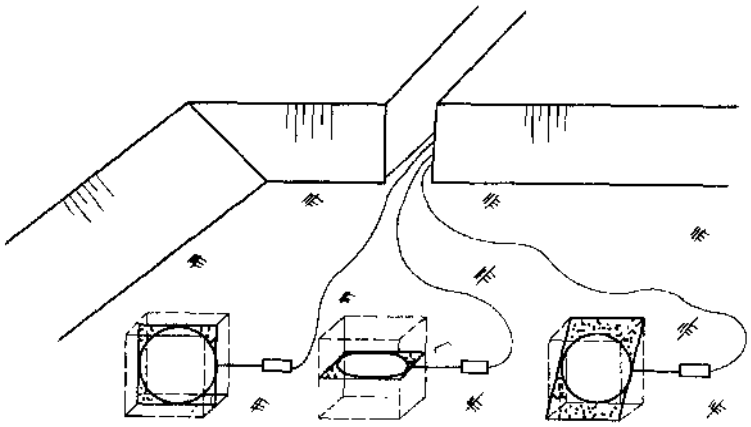


图 6-6-3 按平面问题埋设的土中土压力计示意图

(4)回填:若原土料为粘土或细砂,在土压力盒上部铺 5cm 厚的细砂后,可依次回填原土料至填筑面,并分层压实。若原土料为粗粒或堆石料,则依次回填 20cm 厚的中细砂,20cm 厚的直径小于 5mm 的砂砾料,60cm 厚直径小于 20cm 的原土料至填筑面并压实。

四、资料整理与分析

1.资料整理

检验全部土中土压力观测结果的可靠性,计算各支土压力计的实测土中土压力和各测点的主应力及方向,和相应的有效应力与有效主应力,进行误差分析和处理,使测值准确可靠,绘制每支土压力计实测的土压力过程线、各测点主应力、孔隙水压力、有效应力变化过程线及相应的填筑过程线与水位过程线。绘制同一轴线不同高程上各测点的土压力分布图及同一高程上不同位置的土压力分布图及同一断面内主应力等值线图。绘制土压力与上覆土柱压力关系图、侧向土压力与垂直向土压力关系图。

2.资料分析

根据土中土压力随时间的变化过程,分析土压力随时间及土体填筑变化的合理性,大、小主应力及主方向的合理性。根据实测总应力及有效应力的大小分析土体的固结过程。分析土压力与上覆土柱压力的关系,侧压力与垂直压力的关系,计算土体的侧压力系数,分析计算边坡的稳定性。

第二节 接触土压力观测

一、目的和一般要求

为了解土体与混凝土、浆砌石、基岩等刚性接触面如挡土墙、土体内涵管、混凝土防渗墙、岸坡及各类土工建筑物基础面的土压力的大小,计算挡土墙、涵管等结构物的受力大小、分析

土体与接触面是否紧密接触或松脱，应进行接触土压力观测。

接触土压力观测应在最大断面、受力情况复杂、地质条件差、地形变化较大或结构薄弱处选择若干个观测断面，在同一断面上对于挡土墙、边墙、岸坡等，应沿深度布置 3～5 个测点，一般下部测点间距应小一些，上部间距可大一些。对于防渗墙，也应布置 3～5 个测点，但沿深度可上密下疏，在建筑物基础上一般以轴线为中心布置 3～5 个测点，对于土体内的涵管则应沿管外壁布置 4～8 个测点。

接触式土压力计均应沿刚性接触面布置，每个测点只需埋设一个接触式土压力计，所测土压力垂直于测点处的刚性接触面。

二、接触式土压力计与安装埋设

接触式土压力由于埋设于土体边界上，又称为边界式或界面式土压力计，接触土压力也称为边界或界面土压力。

土中土压力计为了将土压力计埋入土体内后对土体原有的应力状态的影响减至最小，采用压力盒与传感器相分离的二次膜结构，且压力盒采用薄饼形双面膜结构，使压力盒直径与厚度比减至最小。各种类型的土中土压力计均可用于观测接触土压力。专用的接触式土压力计有二次膜型和一次膜型二种。

1.二次膜型接触式土压力计

二次膜型接触式土压力计有分离式及竖式两种，工作原理与土中土压力计一样，也是通过压力室腔内的液体传递土压力作用于传感器的二次膜。分离式接触式土压力计与土中土压力计的结构基本一样，所不同的是接触式土压力计的压力盒为单面受压膜，为便于加工盒的厚度较土中土压力计更大。竖式土压力计则无连接管，传感器垂直于压力盒，压力盒内的液体直接作用于压力传感器的承压膜上，压力盒也为单面受压膜且比土中土压力计更厚。二次膜型接触式土压力计结构示意图，见图 6-6-4。

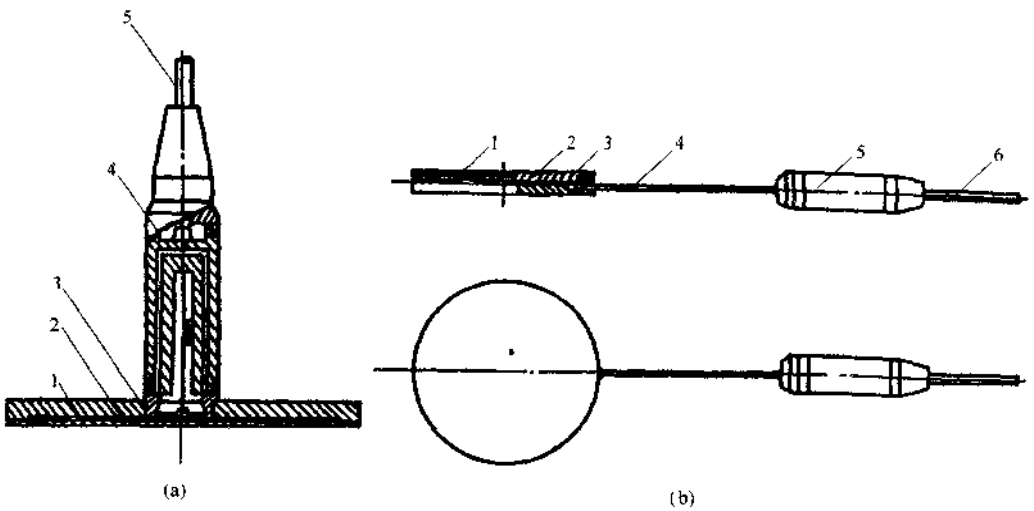


图 6-6-4　二次膜型接触式土压力计结构示意图

(a)竖式

1-承压膜；2-油腔；3-压力盒；4-传感器；5-屏蔽电缆

(b)分离式

1-接管；2-承压膜；3-屏蔽电缆；4-压力盒；5-传感器；6-油腔

接触式土压力计按采用的传感器类型分为钢弦式、差动电阻式、电阻应变片式等多种类型。传感器的工作原理结构、率定及观测与同类型的孔隙水压力计相同。

2.一次膜型接触式土压力计

一次膜型的接触式土压力计是将传感器置于压力盒内，土压力盒为单面承压膜，其传感器一般为钢弦式，它直接将钢弦固定于土压力盒腔内，钢弦平行于承压膜，钢弦的两个固定支架则垂直于承压膜，在钢弦的中部安装一电磁线圈，当承压膜受力后，钢弦拉紧，频率增高，用频率仪测读其频率后即可计算出土压力。一次膜型接触式土压力计结构示意图，见图 6-6-5。

3.接触式土压力计的埋设与安装

接触式土压力计的埋设与安装，一般在混凝土或浆砌石等建筑物建筑完成并初凝后进行。可在混凝土建筑过程中在测点处预埋一个土压力计尺寸 1.1 倍的木模，也可在混凝土浇筑后开凿坑槽。仪器埋设前先将坑槽整平，再将土压力计放入坑槽内，但必须使土压力计盒的承压膜面朝向土体一方，同时使膜面与混凝土、浆砌石等刚性建筑物表面齐平。土压力计与坑槽周围的缝隙用水泥砂浆充填并捣实。

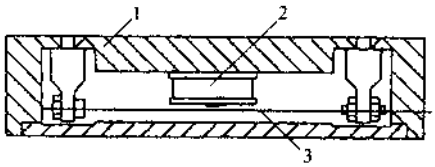


图 6-6-5　一次膜型接触式土压力计结构示意图
1-承压膜；2-磁心；3-钢弦

三、资料整理与分析

1.资料整理

先检验测值的准确性，并进行误差分析和处理，计算出全部接触土压力测值，绘制各测点接触式土压力过程线及相应的荷载过程线，绘制同一断面上各测点的土压力分布图，绘制接触土压力与上覆荷载压力关系图。

对于挡水建筑物还应绘制库水位变化过程线。

2.资料分析

分析各测点接触土压力的变化过程与荷载增长过程及水位变化过程的相关性、一致性及合理性，分析土体与边界面的接触是否紧密或松脱，进而分析判断接触面的防渗性能。根据接触面上各测点实测土压力的大小，分析计算挡土墙、涵管等各类土工结构物的受力状况，确定结构物的安全性。

第七章　土工原型观测自动化

第一节　目的和一般要求

在一些大型土工建筑物中，由于仪器种类多，测点多，观测工作量大，人工观测周期长且同步性差，在紧急状态下不能连续完成数据采集。同时由于观测数据繁多，资料分析工作量大，往往难以对工程的运行作出及时准确的分析预报。因此，往往需要建立自动化观测系统，以便对工程运行状况进行实时观测，实现数据自动采集、传输、转换及数据自动处理，分析及预报，以确保工程安全。

自动化系统按采集方式主要有集中式和分布式二种。集中式是将数据采集、处理及传输均集中在控制室内进行，抗干扰能力及可靠性均较差，目前已很少使用。分布式是将测控单元布置在传感器附近，每个单元均为一个独立的测控子系统，数据易于传输且性能稳定，即使一个子系统发生故障也不影响整个系统的运行。是目前普遍采用的自动化系统方式。

自动化观测系统一般应设有或保持原有的人工观测接口，以便在系统完成之前或系统发生故障时，进行人工补测，在系统正常时进行校测。

各种类型的土工内部观测的电测式仪器，如钢弦式、差动电阻式、压阻式、滑线电阻式、电阻应变片式、电容式、电感式等传感器目前均能方便地进行自动观测。测压管、量水堰、水管式沉降仪及水平位移计等机械式目测的仪器，在进行适当的改造转换后也能实现自动化观测。电磁式沉降仪、干簧管式沉降仪、活动式测斜仪，可以在人工拉动测头的情况下自动测读记录和计算，其观测数据也可以输入自动化系统，但目前尚不能完全实现完全的自动化观测。

第二节　水管式沉降仪等目测仪器的自动化改造

一、测压管、量水堰的自动化改造

在测压管及量水堰中放置一个性能稳定、经久耐用的压力传感器即可进入自动化系统，测压管中一般只需放入一个与其量程相适应的小直径孔隙水压力计即可，量水堰则应采用高精度小量程的孔隙水压力计，目前一般采用的为压阻式或钢弦式孔隙水压力计。

二、水管式沉降仪的自动化改造

为了实现水管式沉降仪的自动化观测，需在原水管式沉降仪的基础之上，在观测的量水玻璃管中放入1个压力传感器，压力传感器的类型目前一般采用量程为3m的压阻式传感器，此类仪器观测精度高，长期稳定性好。同时将观测时的手动三通阀门改为能实现自动控制的电磁阀，此时可实现观测及数据分析处理的全过程自动化，即仪器的充水、充水水位限位、排水，及读数、记录与分析处理全部自动完成，并能对观测的全过程进行自动监控。自动化改造的结

构示意图，如图 6-7-1 所示。

三、引张线式水平位移计的自动化改造

为了实现水平位移计的自动化观测，首先应采用一个位移传感器取代游标卡尺在观测房内测读钢瓦钢丝的位移。位移传感器类型很多，目前主要使用电位器式位移传感器，此类仪器观测精度高且长期稳定性能好。其中直线位移传感器及角度位移传感器均可使用。其次应在测读砝码中设置一个自动控制系统。此时，即可实现观测与数据分析的全自动化，即仪器的加荷、卸荷及测读、记录与分析处理在系统中全部自动完成，并能对观测的全过程进行自动监控。采用直线位移传感器的水平位移计自动化改造示意图，见图 6-7-2。

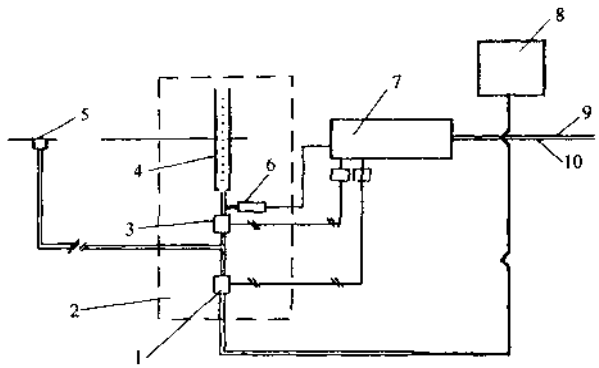


图 6-7-1　水管式沉降仪自动化改造示意图
1-常闭电磁阀；2-测量板；3-常开电磁阀；4-玻璃管；5-沉降测头；6-液位传感器；7-测量控制单元；8-水箱；9-通信电缆；10-电源电缆

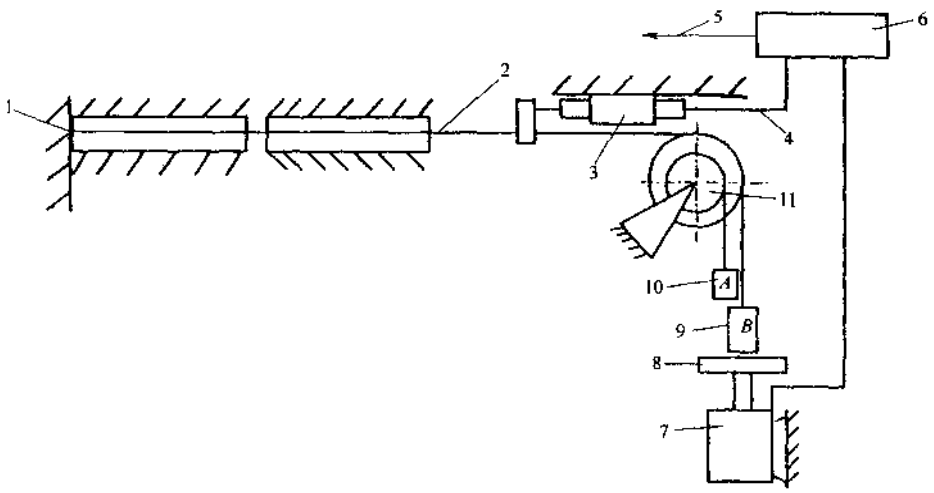


图 6-7-2　水平位移计自动化改造示意图
1-测点；2-钢瓦钢丝；3-位移传感器；4-信号电缆；5-RS-485 通信线；6-数据采集模块；7-电机；8-托板；9-法码 *B*；10-法码 *A*；11-导向轮

第三节　自动化系统的结构与组成

分布式自动化数据采集系统主要由主站的中央控制器、从站的测量控制单元、主站与从站之间的通信线路及传感器组成，见图 6-7-3。

1、主站

中央控制室作为主站，包括工控计算机、中央控制器、打印机、UPS 电源、交流电源避雷器和通信线路避雷器等设备。操作员可以随时通过中央控制器中的微机，对传感器进行自动数

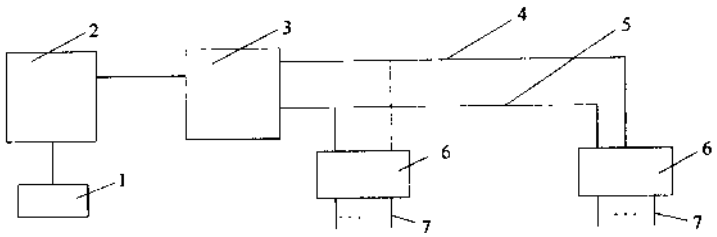


图 6-7-3 分布式自动化系统结构图

1-打印机;2-工控机;3-控制器;4-电源电缆;5-通信电缆;6-测量控制单元;7-传感器

据采集。

2.从站

测量控制单元作为从站,其作用是接收中央控制器发出的指令,选择传感器,采集信号,转换模数,存贮数据,最后将采集的传感器信号转换成数字量通过通信电缆传输至主站。

测量控制单元的核心部件是单片微型计算机,由大规模集成电路组成。外壳为防水全密封金属机箱,具有防雷和抗干扰能力,适用于钢弦式、差动电阻式、压阻式、电阻应变片式等各种传感器。

3.通信线路

主站与从站之间一般采用 RS-485 通信标准,完成主站与从站之间的双向通信,实现命令和数据传输。

4.传感器

各种类型的电测式观测仪器及经过自动化改造后的目测仪器在埋设后通过电缆引至从站内,与测量控制单元相连接。

第四节 自动化系统软件的主要功能

1.系统目标

自动化观测系统应结合工程的具体特点,遵照行业的有关规范、标准和习惯,能使软件在发生故障的情况下,保证数据的完整性,并能简单而快速地恢复应用软件,界面清晰明了,操作简单。可设置口令,以防无关人员使用系统对数据造成破坏。并使系统具有先进性、通用性和可扩充性,使系统能方便地进行扩充升级。

2.数据采集功能

通过工控机发出命令,按一定的时间周期或事先确定的特定时间对传感器实行数据采集,并有以下几种采集方式。

(1)自动巡回采集所有传感器数据。

(2)按传感器类型选择采集某类传感器数据。

(3)按测量控制单元编号选择采集某个单元传感器数据。

(4)按传感器编号单独选择采集某个传感器数据。

3.原始数据库

(1)工程概况、地形、地质资料,观测系统布置,各类监控指标及同类工程类比资料。

(2)仪器率定及检验资料,仪器埋设考证资料。

(3)全部仪器的原始观测资料及同步的工程施工、水文气象资料。

4.数据分析处理功能

(1)能对各类观测数据进行误差处理及整编计算。

(2)能用比较法、作图法、特征值统计法及数学模型法及观测结果进行分析处理。

(3)能调用历史数据,将测值与历史最大、最小值比较,即时对越限值予以提示。

(4)能将观测值及计算分析结果与规范允许值及同类工程的技术警戒值进行比较,即时对工程安全作出报警提示。

5.图形图表功能

(1)能用图形及表格方式,即时显示各观测值、过程曲线、分布图及各种相关图。

(2)能自动用图形清晰地显示计算分析结果,自动绘制全部测值的过程线图、分布图、相关图及其他分布图形。

(3)具备报表打印功能,能按选定的日期时段、仪器类型与编号,自动打印日报表、月报表、年报表。

6.数据库管理功能

(1)能提供原始测值数据库,应用数据库等各种类型的数据库。

(2)能够对各种数据库之间的数据进行自动处理、转换、规划和添加等。

(3)能提供数据库访问等级、数据库访问记录等安全管理功能。

7.系统维护功能

(1)系统具有自检功能,能在管理主机上显示故障部位及类型,为及时维修提供方便。

(2)管理和维护单位能利用远程辅助服务功能监视系统的运行情况,在系统发生故障时,维护单位能在远端及时找出问题,为实现维修提供在线帮助或直接将问题排除。

第八章　工程实例

第一节　鲁布革心墙堆石坝原型观测简介

一、工程概况

鲁布革坝位于云南与贵州两省交界的黄泥河上，大坝为直窄心墙堆石坝，坝高 103.8m，坝顶长 217m，坝顶宽 10m，心墙筑坝材料采用砂岩风化料，坝壳堆石为白云岩及灰岩。心墙上下游边坡均为 1:0.175，心墙底宽 40m，心墙开挖至基岩面，上设 0.5～1m 厚的混凝土垫层。心墙上游设一层反滤，采用砂卵石，下游设两层反滤，分别为人工砂及砂卵石。

为了监测大坝的运行安全、指导工程施工、验证设计计算结果，大坝埋设了一整套原型观测仪器，并在施工期、初蓄水期及运行期进行了连续完整的观测，取得了大坝各个时期的一整套观测资料。大坝于 1987 年 1 月开始填筑，1988 年 11 月开始 1 期蓄水，1989 年 7 月填筑到顶，1990 年 9 月开始 2 期蓄水，1991 年 4 月蓄水至正常水位，在大坝填筑期间，经历了 1987 年 5 月至 11 月、1988 年 5 月至 11 月两个雨季停工期。

二、观测仪器布置与选型

各种仪器的布置分别如图 6-8-1 至图 6-8-3 所示。

1.表面变形观测

用视准线法观测，设置了 6 条视准线 46 个表面标点，用水准仪及经纬仪分别观测大坝的表面沉降及水平位移。

在枢纽前部建立了由 8 个基点组成的 II 等三角网和 II 等水准网，以校核工作基点的变形。

2.内部变形观测

(1)在心墙轴线上的 0＋36.73 及 0＋100m 桩号各布置 1 根测斜管，采用伺服加速度计式测斜仪观测土体坝轴线方向及上、下游方向的水平位移。在测斜管外土体内每隔 2～3m 放置一块沉降板，分别用干簧管式沉降仪及电磁式沉降仪以测斜管作导管观测心墙的沉降。

(2)在 0＋100 桩号的 1 076m 及 1 117m 高程各布置了两套共 9 个测点的水管式沉降仪及引张线式水平位移计分别观测下游坝壳，反滤料及心墙下游边缘的沉降及水平位移。

(3)在 0＋102 桩号的心墙上游边缘反滤料及堆石体之间布置了 4 支电位器式位移计，以观测其相对位移，在大坝心墙与两岸混凝土接触面上共布置了 18 支电位器式位移计，以观测心墙与两岸垫层之间拉伸及剪切变形。

3.孔隙水压力及渗流量观测

(1)共布置钢弦式孔隙水压力计 31 支，其中在河床和左、右岸坡的心墙与混凝土垫层之间共 21 支，以观测蓄水后沿接触面的孔隙水压力的变化，监视可能产生的接触面渗流破坏。在

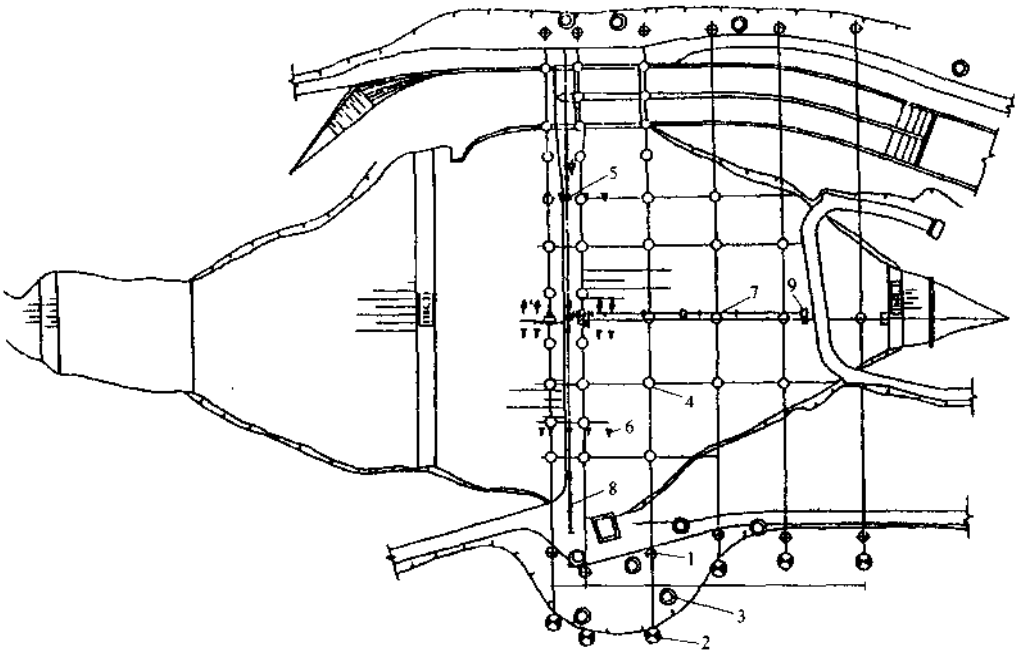


图 6-8-1　观测仪器平面布置图

1-工作基点;2-校核基点;3-绕坝渗流孔;4-表面标点;5-测斜孔;6-孔隙水压力计;7-水平垂直位移计;8-TS 位移计;9-观测房

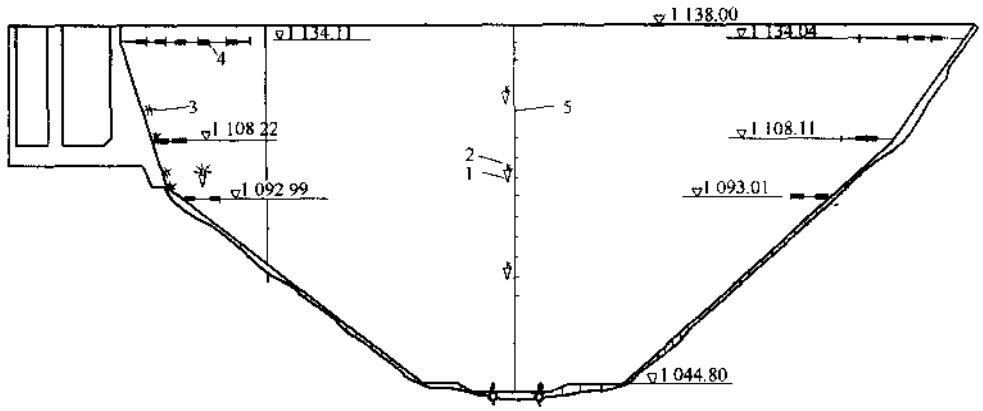


图 6-8-2　沿坝轴线纵剖面仪器布置图(高程单位:cm)

1-孔隙水压力计;2-土中土压力计;3-界面土压力计;4-TS 位移计;5-测斜管

心墙内 10 支,监测大坝在施工期及蓄水运行期心墙内的孔隙水压力。

(2)在大坝左、右岸山体内布置了 9 根测压管,以观测蓄水后绕坝渗流的变化。

(3)在大坝下游共设置了 3 个量水堰分别观测蓄水后坝体及左、右岸绕坝渗流量。

4. 土压力观测

(1)共布置了 32 支土中土压力计,分别埋设于心墙及上下游反滤层内,以观测土体内各方向的土压力及主应力,其中按单向应力布置了 1 个测点仅 1 支仪器,按平面问题布置了 8 个测点共 24 支仪器,按空间问题布置了 1 个测点,该测点共埋设了 7 支土压力计,其中一支供校核用。

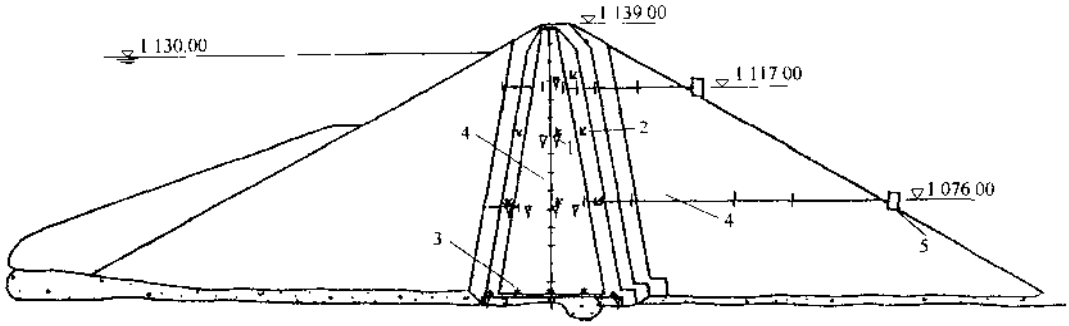


图 6-8-3　最大横断面(0+100)仪器布置图

1-孔隙水压力计;2-土中土压力计;3-界面土压力计;4-测斜管;5-观测房

(2)共布置了接触式土压力计 10 支,分别观测坝基混凝土垫层与心墙接触面,左岸岸坡混凝土垫层与心墙接触面的土压力。

三、观测资料分析

1.表面变形

(1)表面沉降:大坝表面沉降各测点的实测过程线几乎都是很光滑的,库水位的变化对大坝坝顶处的表面变形影响较小,而坝坡上各测点的沉降则几乎不受库水位变化的影响,表面变形主要由于土体及堆石的流变所引起,各测点的沉降均随时间的增加而逐渐增大,但增速随时间的增加而逐渐减缓。在同一横断面上各测点的沉降以坝顶处最大,同一纵断面上各测点的沉降以最大断面为最大,表面沉降的分布是合理的。由于表面标点分别在 1988 年 9 月及 1990 年 7 月分两期建成,滞后于坝体填筑,各测点均有一定程度的漏测,漏测时间为 0.49 ~ 1.52 年,要确定表面沉降的总量需要先推算出漏测沉降量。为此对 1991 年 7 月以前的观测资料进行了回归分析,经分析比较,选用的回归方程为:

$$S = a + b\lg(1 + \beta t)$$

式中:S——沉降量;

t——观测历时;

a、b、β——回归参数。

漏测沉降量用下式计算:

$$S_0 = b\lg(1 + \beta t_0)$$

式中:S_0——漏测沉降;

t_0——漏测时间。

计算所得心墙中心线上 L2 视准线的各测点的最大漏测沉降为 80mm,至 1991 年 7 月的实测最大总沉降为 109mm,1996 年 7 月为 162mm,预测的最终量为 233mm,约占坝高的 0.22%,表明表面沉降的总量不大。同一视准线上各测点之间沉降差很小,心墙一般不会产生横向裂缝,但分别靠近左、右岸的两个测点与岸边的差异沉降较大,特别是左岸边缘心墙出现裂缝的可能。在同一横断面上各表面测点之间差异沉降也不大,大坝出现纵向裂缝的可能性也很小,心墙中心线上各表面测点的沉降分布,见图 6-8-4。

(2)表面水平位移:实测的表面水平位移过程线不大光滑有微小波动,主要是所用经纬仪精度稍差,但水平位移总体趋势随库水位及时间的变化而变化,坝体表面水平位移一般随着时

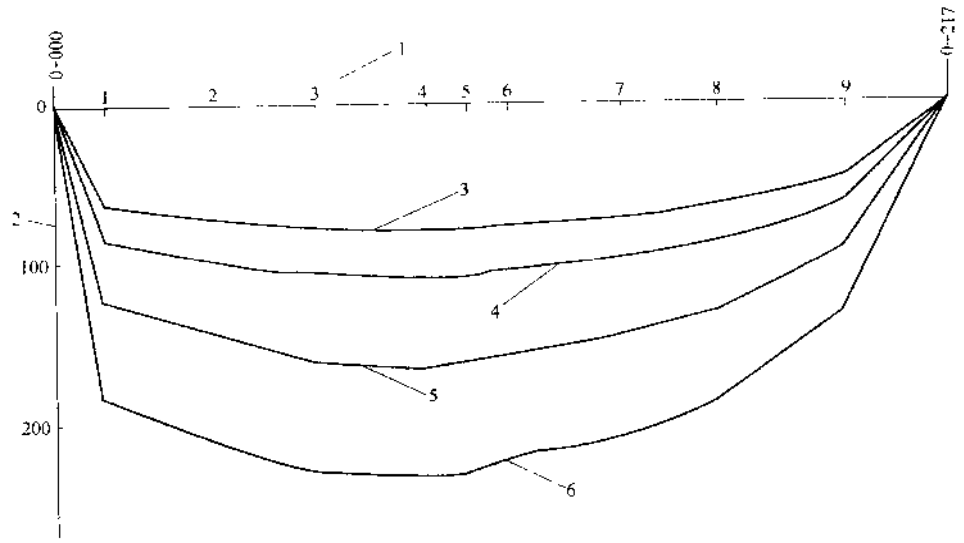


图 6-8-4　心墙中心线上各表面测点沉降分布图

1-测点;2-沉降(mm);3-漏测沉降量;4-1991 年 7 月沉降量;5-1996 年 7 月沉降量;6-预测最终沉降量

间的推移逐渐向下游移动。当水位升高时,大坝受水压力作用增大水平位移增大,但水位下降时,水平位移回弹量较小,表现出明显的塑性特征。至 1991 年 7 月各测点实测的表面位移最大为 78mm,1996 年 7 月为 94mm,表面水平位移总量及变化速度均较小。

2.内部变形

(1)内部沉降:施工期心墙中心线的沉降均主要与坝体填筑过程及时间有关,各测点沉降过程线均为连续光滑的曲线,心墙中心线施工期沉降沿坝高的分布为一抛物线,最大沉降发生在 1/2 坝高附近,运行期为倒三角形,最大沉降发生在坝顶。实测的施工期最大沉降为 711mm,占坝高的 0.69%,蓄水后库水位对沉降的影响仍较小,运行期的变形主要由土体的流变所引起,最大断面的实测沉降分布见图 6-8-5。1996 年 7 月实测的最大沉降为 764mm,占坝高的 0.74%。为预测大坝的沉降发展趋势,对 1991 年 7 月以前的实测资料进行了统计分析,选用的回归方程为:

$$s = a + bh^{\alpha} + c\lg(1 + \beta t)$$

式中:　s——沉降;

h——测点以上填筑高度;

t——历时;

a、b、c、α、β——回归参数。

在运行期 h 为常数,s 变为仅与历时相关的一元函数。1991 年以后的沉降实测值与预测值一直比较接近,预测心墙的最终沉降量最大为 821mm,占坝高的 0.80%,沉降变化平缓,总量一直小于同类工程的技术警戒值 1%。

心墙下游及堆石体内的施工期沉降也主要受填筑高程及时间的影响,在同一高程不同位置上,施工期沉降以心墙处最大,反滤料处次之,堆石体沉降最小,但大坝竣工后,堆石体内的沉降速率最大,表明堆石体的后期沉降比心墙土体大。施工期心墙下游边缘、反滤料及堆石体内实测最大沉降分别为 480、450、400mm,至 1996 年 7 月的实测沉降量分别为 555、510、458mm,

经回归分析预测的最终沉降量分别为568、523、483mm，分别占坝高的0.55%、0.50%、0.47%。心墙与反滤料内的沉降差异始终较小，心墙内出现拱效应的可能性较小。下游坝体内施工期及运行期的沉降均随时间过程缓慢增大，沉降总量也远小于同类工程的技术警戒值1%。最大横断面(0+100)上心墙中心线沉降分布，见图6-8-5。

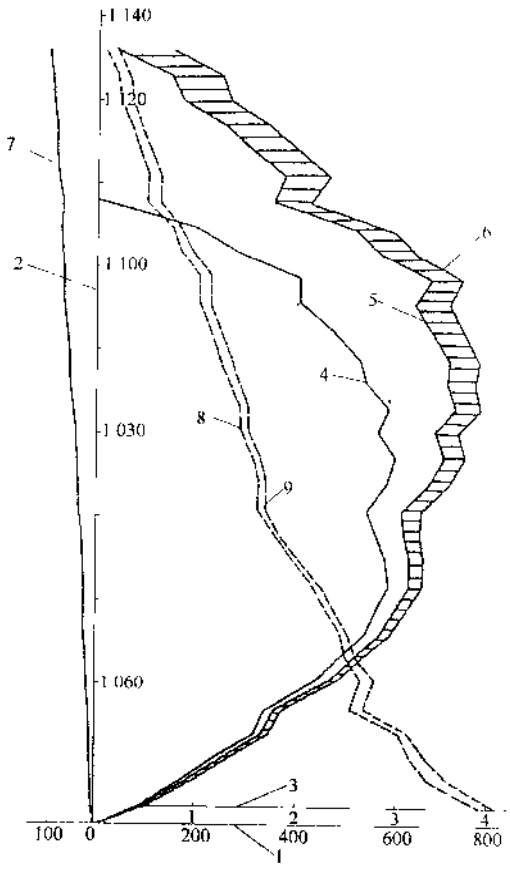


图6-8-5 最大横断面(0+100)心墙中心线沉降分布图
1-沉降(mm)；2-高程(m)；3-沉降率(%)；4-蓄水前沉降(1988年11月20日)；5-沉降(1989年7月28日)；6-1991年7月25日沉降，7-竣工后沉降增量(1991年7月25日)；8-沉降率(1989年7月28日)；9-沉降率(1991年7月25日)

(2)内部水平位移：位于河谷的0+100断面的心墙中心线的横向位移从施工期开始一直向下游移动，施工期最大约8mm，发生在约1/2坝高处，蓄水后受水压力作用位移有所增大。左岸0+36.7断面则主要产生向河谷方向的纵向变形，施工期最大位移约50mm，蓄水运行后有所增大，但由于所使用测斜仪长期没有率定，以后的观测结果由于观测误差增加而掩盖了真实的位移量。

下游坝体内的位移也随大坝的填筑、时间及库水位的变化而逐渐变化，施工期最大实测水平位移为115mm，1991年3月蓄水至正常水位的位移为145mm，至1996年6月为166mm。大坝的水平位移总量及位移速率均不大。

(3)上游堆石体与心墙的相对水平位移：实测的相对位移主要随坝体的填筑而逐渐增大，施工期最大为17mm，初蓄水期间增长较快，至1991年7月为27mm，以后则很稳定，到1996年7月仅为30mm，且相对位移的总量一直较小。

(4)心墙与两岸连接处的变形：实测的心墙与两岸岸坡间的变形较大，特别是左岸其中沿坝轴线方向的拉伸位移施工期最大为55mm，1991年3月蓄水至正常水位时为63mm，至1996年7月为67mm。

面有的测点蓄水后位移增量较大，最大的测点从施工期的15cm，至1991年3月为28mm，1996年6月为42mm。心墙与岸坡间土体的拉伸变形总量是很大的。

3.孔隙水压力和渗流量

(1)孔隙水压力：施工期心墙内的超静孔隙水压力主要受大坝填筑的影响，孔隙水压力随坝体的填筑而升高，在停工期间，土体内孔隙水压力随之消散而下降，在整个施工期心墙内出现的最大孔隙水压力仅为46kPa，由于心墙土料为风化料，渗透系数较大，孔隙水压力消散较快，在蓄水前的最大超静孔隙水压力已降至27kPa。在大坝蓄水后，上游反滤料内的孔隙水压力随库水位同步上升，而心墙内测点的孔隙水压力滞后于库水位的变化，滞后时间随测点所处位置不同而不同，在心墙底部轴线处约30天。心墙内实测的最大水力坡降约3，远小于风化

料的允许坡降。各测点的孔隙水压力除了随库水位的升降而变化外，无明显的突然增大或突然减小。在库水位稳定时对各测点的位势进行分析也表明，从 1991 年至 1996 年间，各测点的位势几乎不变，表明大坝的渗流状况是安全的。实测的正常水位下最大断面孔隙水压力分布图及等势线图，见图 6-8-6、图 6-8-7。为了预测不同水位变化过程的情况，对孔隙水压力观测资料进行了统计分析。

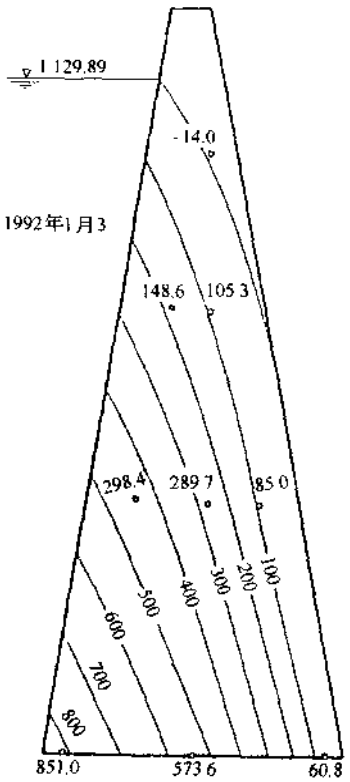


图 6-8-6　最大横断面孔隙水压力分布图
（单位：kPa）

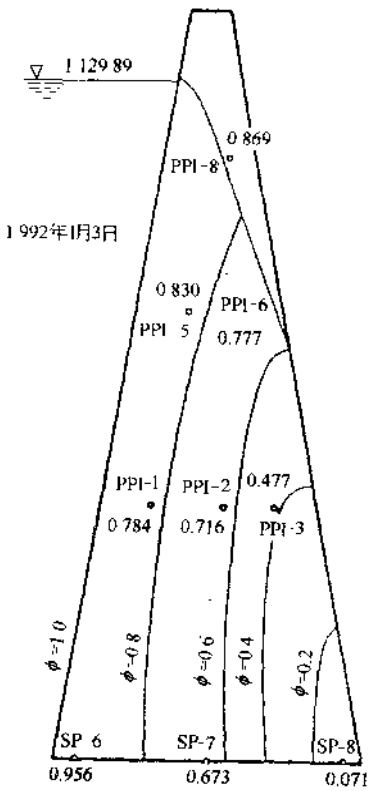


图 6-8-7　最大横断面等势线图（单位：kPa）

在上游反滤料内各测点的回归方程为

$$p = a + bH$$

式中：p——测点水头；

H——库水位；

a、b——回归参数。

在心墙内各测点的回归方程为：

$$h = a_0 + a_0 H + a_1 H_{10} + a_2 H_{20} + a_3 H_{30}$$

式中：h——测点水位；

H——库水位；

H_{10}、H_{20}、H_{30}——分别为 10、20、30 天前的库水位；

a_0、a_1、a_2、a_3——回归参数。

孔隙水压力预测值与实测结果很接近。

(2)绕坝渗流:根据左右岸山体内灌浆帷幕前后孔隙水压力的变化,可知大坝右岸帷幕的防渗效果很好,左岸则稍差一些,但多年的观测结果一直比较稳定。

(3)渗流量:大坝左、右岸的绕渗渗流量在蓄水初期最大为500ML/s,以后逐渐减小,至1993年时已接近于0,其渗流状况一直在不断改善。坝体的渗流量在蓄水期内一直随库水位的变化而波动,但变化不同步,有一定的时刻滞后。在运行期内的最大渗流量为70L/s,也小于同类工程的技术警戒值,在运行期内,在相同水位条件下的渗流量变化是稳定的,表明大坝的综合渗流状况是安全的。

4.土压力

(1)土中土压力:施工期实测的土中土压力随大坝的填筑而逐渐增大,同一测点的各个方向的土压力以σ_z为最大,施工期土压力与上覆土柱压力一般均呈线性关系,大主应力大于垂直应力σ_z,主应力方向与坐标轴方向基本相同。蓄水后土体内总应力明显增大,上游坝体及心墙内的主应力方向均明显偏转。土体内各测点的主应力及各方向应力均随库水位的变化而变化,土压力在整个运行过程中是稳定的。

(2)接触式土压力:心墙与混凝土垫层接触面的土压力,在上、下游反滤料明显大于心墙内,表明存在明显的拱效应。

第二节　莆田北洋海堤试验段现场测试简介

一、工程概况

本节所介绍的是1965年由南京水利科学研究院与华东水利水电学院(现河海大学)组成的"海塘、海堤及围海工程技术问题研究组"所完成的福建莆田北洋海堤试验段现场测试资料的一部分。

北洋海堤试验段位于莆田县涵江镇东南而木兰溪入兴化湾河口的北岸,距涵江镇约4km。试验堤区海滩地面平坦,滩地广阔。

试验堤段地基为高压缩性海淤土。从钻探和土质试验资料结果来看,本试验区海淤土含水量较大,平均值50%以上,压缩性高,孔隙比一般大于1.5,强度低,平均十字板强度7.5kPa。土层分布较均匀,层次清晰。按照土的分类,地区下约10m范围内大致分为三层。自地面下深度2m(▽5.93~3.93m)处为灰黄色粘土,含水量随深度成直线增大,平均51%,容重和强度随深度亦成直线递增。第二层,自地面下2~7m(▽3.93~-1.07m)左右为深灰色淤泥,含水量随深度增加而逐渐减小,平均58.2%,容重与强度随深度增加而增大,是决定堤身稳定的控制层次。而第三层从深7~10m(▽-1.07~-4.07m)为连续的淤泥夹细砂层,密度中等,地面下10m(▽-4.07m)以下为粘土层和砂层交错成层。在地面至深度1.5m左右的范围内,由于长期的风化与日晒作用,含水量比下层低,强度也较大,形成了一个天然的硬壳层。

本节介绍的测试资料均为试验堤中断面所测的部分资料。中断面是将原地基硬壳层从地面向下开挖1m后再填筑堤身。

本试验堤从1965年3月中旬开始至6月上旬完成试验堤的填筑和休整。本节简要介绍在填筑施工过程中试验堤的孔隙水压力,边桩位移和堤基地面的现场观测资料。

二、孔隙水压力观测

1.采用的孔隙水压仪种类

本次测试选用了两种孔隙水压力仪，即差动电阻式孔压仪（或称卡尔逊孔隙水压力仪）和双水管式孔压仪。在当时，这两种孔压仪还是较先进的。

2.埋设方法

（1）卡尔逊式孔压测头埋设：由于试验段地基为软粘土，埋深不大，一般情况是将测头直接压入到预定位置。但当测点埋深较大时，采用钻孔法埋设。钻孔用泥球封闭。

（2）双水管式孔压测头埋设：测头埋设之前，对其进行密闭性试验，试验合格后充水排气。埋设主要采用压入法。埋设时用一根压杆穿入测头接管上，慢慢压入，到达预定深度后，把压杆拔出。

3.测点布置

（1）卡尔逊式孔压仪测点布置：本次试验在中断面外坡原地面下 2～7.0m 深度的压缩层内共埋设了 6 个卡尔逊孔压测点，其中在外坡脚下一个测头由于导线绝缘失灵，埋后不久即拔出。实际上只有 5 只测头。本节只介绍两个测头的观测资料，即中卡 1 号和外卡 4 号，具体位置见图 6-8-8。

（2）双管式孔压仪测头布置：按设计要求，测点均布在距地面下 2.0～7m 深度之间的压缩层内，双水管式孔压仪均布置在试验堤内坡。本节只介绍其中两个测头观测资料，即中水 6 号和内水 4 号二个测头的观测资料，具体位置见图 6-8-8。

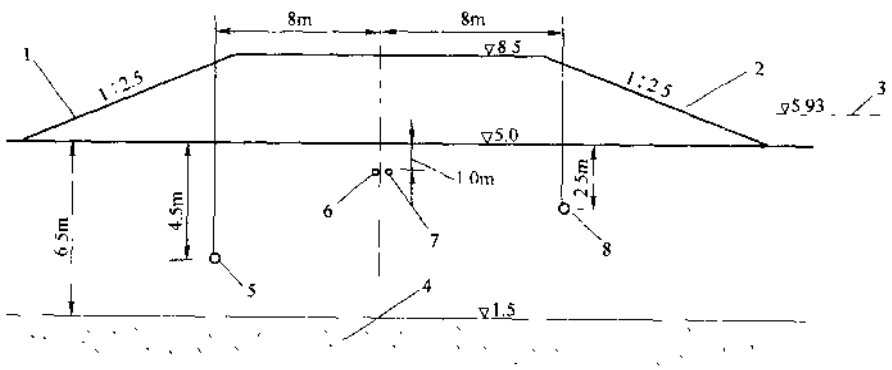


图 6-8-8　莆田海堤试验段中断面孔隙水压力测点位置示意图

1-外坡；2-内坡；3-原地面；4-砂层；5-外卡 4；6-中卡 1；7-中水 6；8-内水 4

4.观测资料及简要分析

将中卡 1 号、中水 6 号、外卡 4 号和内水 4 号四个测点的部分观测资料列入表 6-8-1 和表 6-8-2。其中表 6-8-1 为填土开始至试验堤填土至地基允许荷重时所测超静孔隙水压力随填土荷重增加而增加的实测值。从该表可清楚地看到：①随着试验堤填土荷重的逐日增加，地基中各测点处超静孔隙水压力也随之增加；②加荷初期各测点 $\bar{B}$ 值相差很大，如中卡 1 号为 0.97，但内水 4 号只有 0.26，这是因为加荷初期荷载很小，产生的超静水压力也很小，此时仪器测量精度与测量误差的影响就很大，导致测得的数值出现异常。但随着时间的推移，荷载逐渐加大，$\bar{B}$ 值也逐渐趋于稳定。当荷载加到 40kPa（此荷重已达到该地基的允许荷重）时，四个测点

的 $\bar{B}$ 值均在 0.7 左右。这个数值可做为控制地基稳定的一个参考数值。

蕾田北洋海堤填土(施工)期填土荷重与超静孔隙水压力实测值 表 6-8-1

日期		1965年4月									
		21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
p(kPa)		9	21	32	35	40	40	40	40	40	40
中卡1号	u(kPa)	8.7	18.2	26.9	30.4	30.9	29.1	28.0	28.5	27.6	28.1
	$\bar{B}$	0.97	0.87	0.84	0.87	0.77	0.73	0.70	0.71	0.69	0.70
中水6号	u(kPa)	5.7	16.4	22.7	26.6	26.2	26.1	24.3	23.9	24.6	22.5
	$\bar{B}$	0.63	0.78	0.71	0.76	0.67	0.65	0.61	0.60	0.62	0.56
p(kPa)		6.8	15.8	24	26.3	30	30	30	30	30	30
外卡4号	u(kPa)	3.2	12.2	17.3	18.9	18.8	17.1	16.7	16.0	15.4	15.6
	$\bar{B}$	0.47	0.77	0.72	0.72	0.62	0.57	0.56	0.53	0.51	0.52
内水4号	u(kPa)	1.8	11.3	17.6	21.1	22.1	23.1	22.2	22.0	23.1	21.6
	$\bar{B}$	0.26	0.72	0.73	0.80	0.74	0.77	0.74	0.73	0.77	0.72

注：p——填土荷重，堤中点测点(中卡1号、中水6号)按填土高度确定，坡肩测点(外卡4号、内水4号)按堤中心荷重0.75计(减去边坡影响)；

u——超静孔隙水压力；

$\bar{B} = u/p$——孔隙水压力系数；

中卡1号和中水6号测头位于堤中心地面下1m，外卡4号测头位于堤外侧地面下4.5m，内水4号测头位于堤内侧地面下2.5m，详见图6-8-8。

表 6-8-2 所示为填土至 40kPa 间歇 14 天后第二次填土，三天内填 59kPa。试验堤于 5 月 10 日凌晨发生滑动破坏，所测的超静孔隙水压力值。从表 6-8-2 可看出：①填土至 40kPa 间歇 14 天，超静孔隙水压力逐渐消散，4 个测点 $\bar{B}$ 平均值从 0.7 消散至 0.52；②试验堤 5 月 10 日夜滑动破坏后 2～3 天内地基中超静孔隙水压力仍在增大。此后随着时间的推移超静孔隙水压力逐渐地消散，但消散的速率是很慢的；③用 $\bar{B}$ 值控制在软基上填土筑堤稳定时，$\bar{B}$ 值的大小与累计荷重大小密切相关的。本节前面建议的值 $\bar{B}$ 为 0.7，是在累计荷重在地基允许荷重以下时的实测值。本次试验当累计荷重超过地基允许荷重后至堤身滑动前，4 个测点的 $\bar{B}$ 平均值只有 0.63，这就清楚地说明，控制堤身稳定的 $\bar{B}$ 值与累计荷重大小有关的。

从本次试验堤实测资料至少可以表明，当累计荷重超过地基的允许荷重后至堤身滑动破坏时，其 $\bar{B}$ 值远远小于 0.7，具体数值要进一步积累实践经验而定。

最后应指出，上述 4 个测头的位置与埋深是不同的，而 $\bar{B}$ 值大小是与测点位置与埋深有关的。

关于埋深的影响，因为本试验堤控制地基稳定的软土埋深为 2～7m，其厚度只有 5m，这个

厚度相对于堤基尺寸是很小的，因此，埋深影响不是很大。

蓄田北洋海堤填土至堤身滑动，填土荷重与超静孔隙水压力实测值 表 6-8-2

日期		1965年5月									
		8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
p(kPa)		40	49	59	59	59	59	59	59	59	59
中卡1号	u(kPa)	24.9	33.6	40.0	37.8	38.1	35.7	34.3	35.0	35.8	38.8
	$\bar{B}$	0.37	0.69	0.68	0.64	0.65	0.61	0.58	0.59	0.60	0.66
中水6号	u(kPa)	20.9	31.0	39.8	34.0	32.6	32.3	31.5	31.6	31.4	30.9
	$\bar{B}$	0.52	0.69	0.67	0.58	0.55	0.55	0.53	0.54	0.53	0.52
p(kPa)		30	36.8	44.3	44.3	44.3	44.3	44.3	44.3	44.3	44.3
外卡4号	u(kPa)	13.2	15.3	18.0	22.2	22.2	20.3	18.4	18.2	15.1	20.0
	$\bar{B}$	0.44	0.42	0.41	0.50	0.50	0.46	0.42	0.41	0.34	0.45
内水4号	u(kPa)	22.0	26.7	31.9	38.6	44.0	40.5	39.1	38.5	37.8	37.5
	$\bar{B}$	0.73	0.72	0.72	0.87	0.99	0.91	0.88	0.87	0.85	0.85

注：1. 表中 p、u、$\bar{B}$ 意义见表 6-8-1 注；

2. 中卡1号、中水6号、外卡4号、内水4号测头位置，见表 6-8-1 及图 6-8-8；

3. 5月10日夜堤身滑动破坏。

关于测点位置的影响，在这里是通过调至填土荷重的办法来消除这一影响的。

三、边桩位移观测

1. 位移桩的设计

本次试验采用了 1～1.2m 长，直径约 10cm 的松木桩。在桩顶打一只木螺丝和一只圆头钉。使木螺丝的槽口与堤轴线平行。木桩顶半边涂红漆，以涂红漆一边的木螺丝槽线为测量位移线。圆头钉用以测量木桩高程。用 16 号铁丝扎紧木桩头，以防桩顶开裂。

2. 埋设方法

木桩的埋设是先用经纬仪和钢尺定位后，以木夯将木桩打入土中，打设中以水准仪控制桩顶面高程，以保持各个桩顶高程基本一致，便于钢尺测量。

3. 测点布置

在试验堤中断面共埋设三排水平位移观测木桩，每排埋设 10 根木桩，内外坡各 5 个。这 5 个桩的位置是坡脚一个，距坡脚 2m 一个，7m 一个，14m 一个，28m 一个（做固定桩）。这里只介绍中断面其中第 3 排桩中 3-3、3-4、3-5、3-6、3-7、3-8 号的观测资料，上述各桩位置见图 6-8-9。

4. 观测资料及简要分析

将桩号 3-3、3-4、3-5、3-6、3-7、3-8 六个测点的部分观测资料列入表 6-8-3 和表 6-8-4。其中表 6-8-3 为填土开始至试验堤填土至地基允许荷重时所测边桩位移随填土荷重增加而增加的实测值。从该表可清楚看到：①随填土荷重的增加，边桩的位移速率也随之增加。当填土荷重达地基允许荷重 40kPa 时，坡脚处边桩（桩号 3-6）最大位移速率已达 12mm/天。②在地基允许荷重前坡脚处和距坡脚 2m 处的四个边桩位移速率平均值接近 7mm/天。这个数值可做为控

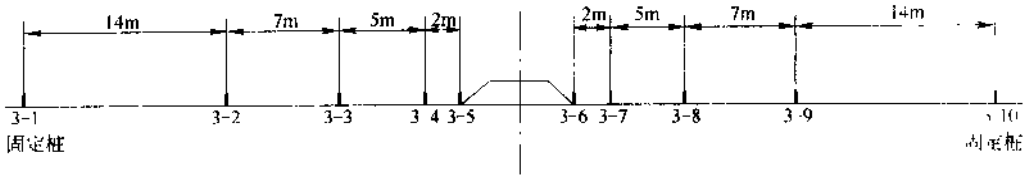


图 6-8-9　莆田海堤试验段中断面边桩位移测点位置示意图

制堤身稳定的参考值(填土荷重在地基允许荷重以下)。③在地基允许荷重前距坡脚 7m 处的边桩位移速率接近于零。此实测资料表明,做为控制堤身稳定的边桩不能设在距坡脚太远的地方。从本次试验结果来看边桩的位置应在距坡脚处 2m 以内为宜。

莆田北洋海堤填土(施工)期填土荷重与边桩位移实测值　　表 6-8-3

日　期		1965 年 4 月									
		21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
p(kPa)		9	21	32	35	40	40	40	40	40	40
桩号 3-3	ΔX(mm)	0	2	3		-2	1		-1		-2
	$\sum\Delta X$(mm)	0	2	5		3	4		3		1
桩号 3-4	ΔX(mm)	0	4	3		2	4		0		-3
	$\sum\Delta X$(mm)	0	4	7		9	13		13		10
桩号 3-5	ΔX(mm)	0	7	0		6	4		2		-1
	$\sum\Delta X$(mm)	0	7	7		13	17		19		18
桩号 3-6	ΔX(mm)	0	6	2		12	8		4		-1
	$\sum\Delta X$(mm)	0	6	8		20	28		32		31
桩号 3-7	ΔX(mm)	0	4	3		7	6		2		-1
	$\sum\Delta X$(mm)	0	4	7		14	20		22		21
桩号 3-8	ΔX(mm)	0	3	1		0	2		0		-1
	$\sum\Delta X$(mm)	0	3	4		4	6		6		5

注:1.各桩号位置见图 6-8-9;

2.ΔX、$\sum\Delta X$ 分别代表当日边桩位移量和累计位移量。

表 6-8-4 所列为填土荷重至 40kPa 间歇 14 天后第二次填土,三天内填至 59kPa,试验堤于 5 月 10 日凌晨发生滑动破坏,所测的边桩位移实测值。从表 6-8-4 可看到:①经 14 天间歇后,边桩位移速率已接近零,说明地基侧向变形已基本稳定。②5 月 9 日开始第二次填土,边桩位移继续增加,其中坡脚和距坡脚 2m 处桩的位移速率分别为 3mm/天和 2mm/天。③至 5 月 10 日,填土荷重达 59kPa,边桩位移速率骤增,其中两根坡脚桩已分别达 23mm/天和 28mm/天,距坡脚 2m 处桩的位移速率达 8mm/天和 12mm/天。5 月 10 日凌晨堤身滑动破坏。前述数值说明,本试验堤的极限荷重应在 49～59kPa 之间,其堤身极限稳定时的边桩位移速率应远远小于 23～28mm/天。另外,一天加荷 9kPa(相当于填土厚 60cm 左右),堤身就从稳定状态发展到滑动破

坏，说明一天加荷 9kPa，对本地基来说，加荷速率显然过快。今后在类似工程中，当填土荷重超过地基的允许荷重后，加土必须逐级减少并应增加边桩位移观测频率（一天至少 2 次）。建议控制边桩位移速率不大于 6～8mm/天或 3～4mm/12h。④滑动后边桩位移继续发展，其中坡脚桩最大位移速率达 789mm/天和 841mm/天，距坡脚 2m 处桩最大位移速率为 783mm/天和 485mm/天。到 5 月 14 日，即 4 天后边桩位移基本停止。这组数值说明堤身滑动范围较大，是典型的深层滑动。⑤距坡脚 7m 处的桩，滑动前后的位移速率及总的位移量都较小。说明堤身的滑动还没有波及到距坡脚 7m 远处。

莆田北洋海堤填土至堤身滑动时填土荷重与边桩位移实测值　　表 6-8-4

日　期		1965 年 5 月									
		7	9	10		11		12		13	14
				8:00-9:40	14:20-15:20	8:00-9:00	13:30-14:30	8:30-9:30	14:00-14:45		
p(kPa)		40	49	59	59	59	59	59	59	59	59
桩号 3-3	ΔX(mm)	-1.0	3.0	1.0	-20	14	6.0	2.0	1.0	0	0
	$\sum\Delta X$(mm)	1.0	4.0	5.0	3.0	17	23	25	26	26	26
桩号 3-4	ΔX(mm)	0	3.0	7.0	1.0	754	29	31	5.0	7.0	3
	$\sum\Delta X$(mm)	12	15	22	23	777	806	837	842	849	852
桩号 3-5	ΔX(mm)	0	3.0	12	11	760	29	31	4.0	7.0	4
	$\sum\Delta X$(mm)	21	24	36	47	807	836	867	871	878	882
桩号 3-6	ΔX(mm)	0	2.0	14	14	808	33	21	2.0	4.0	1
	$\sum\Delta X$(mm)	34	36	50	64	872	905	926	928	932	933
桩号 3-7	ΔX(mm)	0	2.0	3.0	9.0	452	33	21	14	5.0	2
	$\sum\Delta X$(mm)	22	24	27	36	488	521	542	556	561	563
桩号 3-8	ΔX(mm)	-1.0	2.0	2.0	-1.0	11	3.0	2.0	0	-1.0	1
	$\sum\Delta X$(mm)	4.0	6.0	8.0	7.0	18	21	23	23	22	23

注：1.各桩号位置见图 6-8-9；

2.ΔX、$\sum\Delta X$ 分别代表当日边桩位移量和累计位移量。

四、地面沉降观测

1.地面沉降板的设计

地面沉降板是用 0.5m×0.5m 和 0.3m×0.3m，厚 2.5cm 的木板制成。两块木板用大铁钉钉牢，在其中心接一根 3.5cm×3.5cm，长 2.0m 的方木杆作为沉降观测杆。沉降杆的木质要求坚硬，不易弯曲，不裂开，沉降杆随堤身的加高可任意接长。为了避免堤身沉降对沉降杆的影响，在沉降杆外加一木套管，木套管是用长 2m，厚 10cm，宽 6.5cm 的木板钉成方形管，内空间为 5.5cm×5.5cm。

2.埋设方法

在拟埋设点挖一个 0.6m×0.6m,深 10cm 约方形坑,坑内填粗砂整平压实后放上沉降板,用水平尺校验木板是否水平,沉降杆是否垂直,如沉降板与沉降杆有少许不垂直时,则以沉降杆保持垂为准。

套在沉降杆外面的木套管待填土 1m 后上拔 50cm。随着堤身的填高,木套管会不断下沉为了保持木套管的正常作用,它与沉降板的距离至少不少于 30cm。沉降杆应经常保持在木套管中心。

3.测点布置

在试验堤中断面,埋设地面沉降点 5 个,其中中线 1 和中线 5 为坡脚桩(桩顶上有专设的沉降标点),中线 2、中线 3、中线 4 为地面沉降板(即堤基地面观测点),详见图 6-8-10。

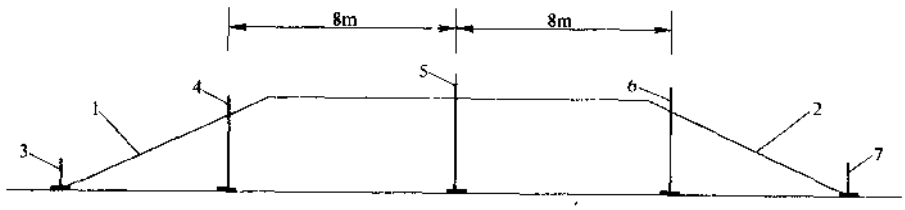


图 6-8-10 莆田海堤试验段中断面地区沉降标位置示意图
1-外坡;2-内坡;3-中线 1;4-中线 2;5-中线 3;6-中线 4;7-中线 5

4.观测资料及简要分析

将沉降观测标中线 1、中线 2、中线 3、中线 4 和中线 5 共 5 个测点的沉降观测资料列入表 6-8-5 和表 6-8-6。其中表 6-8-5 为填土(施工)期填土开始至地基允许荷重时所测沉降随填土荷重增加而增加的实测值。从该表可清楚的看到:填土荷重至地基允许荷重(40kPa)前,堤基下 3 个沉降板的沉降量也随之增加,但内外坡脚处 2 个沉降板随填土荷重的增加却略有隆起,

莆田北洋海堤填土(施工)期填土荷重与地面沉降实测值 表 6-8-5

日期		1965 年 4 月～5 月									
		21	22	24	26	28	30	3	5	6	7
p(kPa)		9	21	32	35	40	40	40	40	40	40
中线 1	ΔS(cm)	-0.5	0.1	-0.4	0.1	-0.1	-0.3	0.1	-0.2	0	0.2
	$\sum\Delta S$(cm)	-0.5	-0.4	-0.8	-0.7	-0.8	-1.1	-1.0	-1.2	-1.2	-1.0
中线 2	ΔS(cm)	0.4	0.5	1.0	1.6	0.7	0.9	1.1	0.3	0.7	0.3
	$\sum\Delta S$(cm)	0.4	0.9	1.9	3.5	4.2	5.1	6.2	6.5	7.2	7.5
中线 3	ΔS(cm)	0.3	0.1	1.5	0.9	0.7	0.7	1.0	0.5	0.6	0
	$\sum\Delta S$(cm)	0.3	0.4	1.9	2.8	3.5	4.2	5.2	5.7	6.3	6.3
中线 4	ΔS(cm)	0.7	0.1	1.2	2.2	1.0	1.2	1.0	0.4	0.5	0.2
	$\sum\Delta S$(cm)	0.7	0.8	2.0	4.2	5.2	6.4	7.4	7.8	8.3	8.5
中线 5	ΔS(cm)	0	0.1	0.1	-0.6	-0.1	-0.3	-0.1	0	0.3	-0.2
	$\sum\Delta S$(cm)	0	0.1	0.2	-0.4	-0.5	-0.8	-0.9	-0.9	-0.6	-0.8

注:1.各测点位置见图 6-8-10;

2.ΔS、$\sum\Delta S$ 分别代表当日沉降量和累计沉降量;

3.负号表示地面抬高。

隆起量并不大。说明此刻地基仍以垂直沉降为主，水平向变形还很小，地基处于稳定状态。此阶段测得堤基地面最大沉降速率为22mm/天(中线3，中线4)。在填土荷重小于地基允许荷重前，这个数值可做为控制地基稳定的参考值。

表6-8-6为填土荷重至40kPa间歇14天后，第二次填土直至堤身滑动破坏，填土荷重与堤

莆田北洋海堤填土至堤身滑动填土荷重与地面沉降实测值 表6-8-6

日期		1965年5月									
		7	9	10	11	12	13	14	17	19	22
p(kPa)		40	49	59	59	59	59	59	59	59	59
中线1	ΔS(cm)	0.2	0	-1.3	-46.6	-0.8	-0.2	0.2	0.2	0.1	0.2
	$\sum\Delta S$(cm)	-1.0	-1.0	-2.3	-48.9	-49.7	-49.9	-49.7	-49.5	-49.4	-49.2
中线2	ΔS(cm)	0.3	0.3	1.3	33.4	2.0	1.1	0.2	1.1	0.2	0.4
	$\sum\Delta S$(cm)	7.5	7.8	9.1	42.5	44.5	45.6	45.8	46.9	47.1	47.5
中线3	ΔS(cm)	0	0.8	0.9	0	1.2	0.3	0.4	1.7	0.3	0.9
	$\sum\Delta S$(cm)	6.3	7.1	8.0	8.0	9.2	9.5	9.9	11.6	11.9	12.8
中线4	ΔS(cm)	0.2	0.6	0.7	22.6	1.3	0.8	0.5	1.3	0.2	0.7
	$\sum\Delta S$(cm)	8.5	9.1	9.8	32.4	33.7	34.5	35.0	36.3	36.5	37.2
中线5	ΔS(cm)	-0.2	-0.2	-1	-47.4	-1.3	-0.1	0	0.3	0	0.4
	$\sum\Delta S$(cm)	-0.8	-0.1	-1.1	-48.5	-49.8	-49.9	-49.9	-49.6	-49.6	-49.2

注：1.各测点位置见图6-8-10；

2.ΔS、$\sum\Delta S$分别代表当日沉降量和累计沉降量；

3.负号表示地面抬高；

基地面沉降实测值。从表6-8-6可看到：①填土至40kPa间歇14天后，堤基地面的沉降速率已趋于零。说明地基沉降已稳定下来。②当填土至59kPa(5月10日)堤基下3个沉降板的沉降速率分别达到13mm/天(中线2)，9mm/天(中线3)，7mm/天(中线4)，外坡脚(中线1)隆起了13mm/天，内坡脚(中线5)隆起了10mm/天。从这组数值看，堤基沉降速率不算大，但内外坡脚的隆起速率却是较大(异常)5月10日凌晨堤身滑动破坏。5月11日测得了第一组滑动后堤基的沉降速率分别为334mm/天(中线2)，0mm/天(中线3堤中心)，226mm/天(中线4)。两个坡脚的隆起速率分别为466mm/天(中线1)和474mm/天(中线5)，从这组数值清楚表明，海堤的两个坡肩同时发生了滑动，而堤中心并没有滑动。③滑动后4天堤基下沉降速率才减小到2～5mm/天，说明滑动后滑动体4天时间里仍在继续发展，这表明在堤基地面下2～7m处深灰色淤泥层发生了塑性破坏。从连续10天(至5月22日)的观测资料看，堤基2～7m处深灰色淤泥层的塑性破坏仍在继续缓慢的发展扩大。④滑动后随堤基沉降量的发展，坡脚的隆起量也在继续发展，其两坡脚处隆起量已达500mm左右。这再次说明该滑动破坏是典型的深层圆弧滑动破坏。(经现场校测该滑动面极近一圆弧形)。⑤在边桩位移观测一节已谈到本试验堤

地基的极限荷重应在 49kPa ~ 59kPa 之间，因此，在极限荷重下堤基地面的沉降速率应远远小于 9.7mm/天(三个沉降板的均值)，坡脚的隆起量应远远小于 11.5mm/天(二坡脚沉降标的均值)。建议，当填土荷重超过地基允许荷重后，加土必须逐级减小并应增加观测频率(一天至少 2 次)，控制堤基沉降速率不大于 5mm/天或 3mm/12h。坡脚隆起速率不大于 3mm/天或 2mm/12h。

参考文献

1 张启乐.土石坝观测技术,北京:水利电力出版社,1993

2 王永年,殷世华.岩土工程安全监测手册,北京:中国水利水电出版社,1999

3 中华人民共和国行业标准.SL60-94 土石坝安全监测技术规范.北京:水利电力出版社,1994

4 中华人民共和国行业标准.SDJ336-89 混凝土大坝安全监测技术规范.北京:水利电力出版社,1989

5 熊国文,张启乐.测斜仪精度试验与应用研究.水利水运科学研究,1990.3

6 张启乐,熊国文.鲁布革坝的原型观测.水利水运科学研究,1994.3-4