

参加第七届欧洲土力学与基础工程会议散记

盛 崇 文

(南京水利科学研究所)

一、会 议 概 况

欧洲土力学与基础工程会议(以下简称欧洲土工会议)已经举行过六次:

- 第一届 1954年于瑞典斯德哥尔摩;
- 第二届 1958年于比利时布鲁塞尔;
- 第三届 1963年于西德威斯巴登;
- 第四届 1967年于挪威奥斯陆;
- 第五届 1972年于西班牙马德里;
- 第六届 1976年于奥地利维也纳。

这次是第七届。会议从1979年9月10日至13日,共四天,于英国南部沿海城市布赖顿(Brighton)召开。会议由英国土工学会(British Geotechnical Society)和国际土力学与基础工程学会英国委员会共同主办。

会议讨论主题为“岩土工程中设计参数的测定和选用”(The Measurement, Selection and Use of Design Parameters in Geotechnical Engineering)。分三个大组九个专题进行讨论,九个专题是:

大组 A

- 1. 软粘土的设计参数
正常压密或弱超压密粘土和粉土
- 2. 软弱岩的设计参数
软弱和风化岩,如泥岩、白垩、泥灰岩、页岩和弱胶结的砂岩
- 3. 统计、可靠性理论和安全系数
统计、可靠性理论在设计参数选择中的应用;安全系数的选用

大组 B

- 4. 硬粘土的设计参数
超压密粘土或粉土;冰碛土;残积土
- 5. 特殊状态土的设计参数
可溶性土;胀缩土;残积土;黄土;永冻土
- 6. 填土的设计参数
填土;堆石;工业料堆;杂填土;水力冲填土

大组 C

- 7. 散粒土的设计参数

天然沉积的砂或砾

8. 人工改性土的设计参数

加筋土；稳定土；用特殊方法压实的土或用排水技术改良的土

9. 物理模型在设计和施工中的应用

共有五卷会议录。前三卷为论文集，第四卷为会议实录和论文讨论，第五卷为各个专题的总报告。会前散发了三卷论文集，其余两卷以后印发。

出席这次会议的有41个国家和地区，750位代表，是历届欧洲土工会议出席人数最多的一届。我国以中国公路学会名义派出了一个五人小组参加该会议。这五人是：卢世深（组长，交通部科学研究院），欧阳葆元（铁道部科学研究院），郑大同（同济大学），唐念慈（南京工学院）和笔者。我们每人带去一篇论文和一篇书面讨论稿。

会议日程如下。

日 期	9月10日	9月11日	9月12日	9月13日
上 午	开 幕 式	大 组 B 总 报 告	大组C总报告	专题组4,5,6同时讨论
下 午	大组A总报告	专题组1,2,3同时讨论 A.W.Skempton教授作 特邀报告“1726到1926年 的土力学发展和成就”	参 观 活 动	专题组7,8,9同时讨论 闭 幕 式

二、专题讨论

三卷论文集收录了149篇文章，内中136篇由欧洲国家提供，其余由非欧洲国家提供。现将论文中的新水平、新观点结合专题讨论综述如下。

（一）软粘土的设计参数

本组总报告人为意大利M. Jamiolkowski副教授。像总报告人建议的那样，分以下五个方面来谈。

1. 土的模型

在现有的各种模型中，值得提出的是由英国剑桥大学研究者悉心钻研的所谓“改良剑桥粘土”(Modified Cam Clay)的模型。它有一定的实用意义和可靠性。可是，目前工程界常用比较简单的模型，如非线性弹性双曲线模型。

1974年提出的SHANSEP方法已经被人们接受。加拿大F. Tavenas和S. Leroueil(b39)*对这一方法提出怀疑。他们认为用比先期固结压力大的压力使试件固结，很可能严重改变土的结构，从而大大降低试验结果的可靠性。自然这一方法的应用和其他方法一样也是有限制条件的。目前的认识是，这一方法对正常压密粘土和人工制备的超压密土完全适用；对胶结的粘土和强超压密土不适用。

* 括号中的数字为论文集中论文篇名编号。

2. 应力历史

先期固结压力和静止侧压力系数的测定一直是人们关心的两个重要问题。有三篇论文(b7、b20、c14)探讨从室内单向压缩试验确定先期固结压力的问题,看来问题还没有被突破。

关于静止侧压力系数,瑞典K. R. Massarsch (d12)根据大量室内试验资料,提出了一个用塑性指数估计正常压密粘土静止侧压力系数的经验公式。公式表明,塑性指数越大,静止侧压力系数越大。不过,数据的分散性较大。

总报告人指出,根据室内试验结果,超压密粘性土的静止侧压力系数有如下关系,

$$K_0(OC) = K_0(NC)(OCR)^m$$

其中 $K_0(OC)$ 和 $K_0(NC)$ 分别表示超压密和正常压密条件下的静止侧压力系数, (OCR) 为超压密比, m 为经验数。对意大利的原状土, $m = 0.4 \sim 0.5$ 。

要解决上述两个问题,笔者认为应该走原位测试的路径。

3. 不排水性状和孔隙压力反应

对不排水条件下的应力-应变特性和强度在过去二十年中已作过广泛、深入的研究。提交会议的论文表明对土的各向异性这一因素有了进一步的认识。瑞典R. D. Holtz和G. Holm (e13)在有机粉质软粘土地基上填筑一段试验堤,直至破坏。他们的分析表明,即使是高塑性粘土,在稳定分析中考虑不排水强度的各向异性也是完全必要的。应力-应变关系除受各向异性影响外,还与其他一些因素有关,比如应力历史、应变速率、取样扰动等。要在室内模拟全部影响因素是不可能的。因此,发展原位测试技术是件十分迫切的重要工作。原位测定粘性土的不排水强度(C_u)有三种常用方法。

第一种方法是现场十字板试验。由于理论解释上存在一些问题,测得的 C_u 只能看作是一个经验指标。如果按L. Bjerrum的思路对 C_u 进行应变速率和各向异性的校正,这样得到的 C_u 设计值约有 $\pm 25\%$ 的不确定性。此外,十字板试验只适用于饱和软粘土,而且要不含贝壳、砂透镜体、砾石、纤维质有机物等杂质。

第二种方法是自钻式横压仪(以下用SBP代表这一仪器)。应该说这种仪器的出现是原位测试技术的一大突破。从理论上说,SBP的快速试验可以测出饱和粘性土的不排水应力-应变关系,进而可以确定一定应力水平或一定应变水平下的 C_u 和 E_u (不排水压缩模量)值。借乎根据试验推求土的应力-应变关系时,也受到许多因素的影响,诸如采用的数学模型、水平向总应力测定值的误差、应变速率、孔隙压力的重分布、孔隙周围土体的逐渐破损等。对这些影响因素的研究才刚刚开始。由于这些影响,往往过高估计 C_u 值。

第三种方法是静力圆锥贯入试验(CPT)。根据测得的锥头阻力 q_c 和计算得的垂直总应力 σ_{v0} 可按下列经验式确定 C_u

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c}$$

困难的是 N_c 值分散性太大: $8 \leq N_c \leq 30$ 。

4. 排水性状

希腊D. G. Coumoulos(b7)和西德G. Maschwitz, W. Richwien(c14)都指出用模数 $D = 1/m_v$ (m_v 为体积压缩系数)比用压缩指数 C_c 计算沉降更加方便。

挪威N. Janbu和K. Senneset(b20)提出用等加荷速率进行单向压缩试验。过去,还有人提出用过等应变速率和控制水力比降进行单向压缩试验。所有这些方法比常用的分级加荷

方法来, 试验结果质量高、时间省, 应予推广。

5. 变形与时间

意大利科研人员对室内(I)和现场(F)测得的关于水平向固结系数(C_h)、垂直向固结系数(C_v)以及单向二次压缩指数(C_{α})的大量资料进行对比后, 发现现场测定值都比室内测定值大,

$$\frac{C_{vf}}{C_{vi}} \approx 2 \sim 20;$$

$$\frac{C_{hf}}{C_{hi}} \approx 1.5 \sim 2.5;$$

$$\frac{C_{\alpha f}}{C_{\alpha i}} \approx 1.5 \sim 5.$$

在砂井设计中, 往往用室内测得的垂直向固结系数 C_{vi} 代替土层的水平向固结系数 C_{hi} 。这样做是十分保守的。许多人指出 C_{hf} 远比 C_{vi} 大。新加坡V. Choa(e5)等人通过试验堤观测得出,

$$\frac{C_{hf}}{C_{vi}} = 3 \sim 9$$

于此可见原位测试的重要性。英国B. G. Clarke等人(d5)建议用附有孔隙压力测定设备的SBP来测定原位 C_h 值, 这是一种很有希望的方法。总报告人认为从现场孔隙压力消散试验的结果反算 $C_{h,u}$ 值, 或从试验堤观测得的应变速率反算 $C_{h,u}$ 值比较可靠。一般说来, $C_{h,u}$ 比 $C_{h,i}$ 要小。

(二) 软弱岩的设计参数

本组总报告人为波兰华沙农业大学的W. Wolski教授。对软弱岩的设计参数, 至今没有合适的测定方法。因为既不能借用岩石试验方法, 一般说来也不能直接移用土的试验方法。这方面的研究也很少。从涉及这一讨论专题的只有13篇文章, 占论文总数的8.7%也可以间接说明这点。

既然很难取样做室内试验, 人们自然把注意力转移到原位测试上。有四篇文章指出SBP是测定软弱岩设计参数的合适仪器(d1、d8、d18、d20)。法国F. Baguelin等三人(d1)建议了一个指标叫“鉴别系数”(coefficient of identification) β ,

$$\beta = \frac{P_{20} - P_5}{P_{20} - P_0}$$

其中 P_{20} 、 P_5 、 P_0 分别为SBP试验中体积变化为20%、5%、0%时的压力。他们还提出了按 β 估算承载力和沉降的方法。

(三) 统计、可靠性理论和安全系数

本组总报告人为西德H. Simons教授。目前绝大多数工程设计仍采用往常的安全系数概念。但也有不少人对此持不同看法。他们认为现有的安全系数计算方法无法考虑设计参数、计算模式等方面的不确定性。举个例子来说, 土坡抗滑稳定计算中有两个重要参数: 土的内聚力 c 和内摩擦角 φ 。无论原位测定或者取土进行室内试验, 都能发现试验结果的分散性很大, 并且试验数量不同, 所得分散性也不一样。谁都知道, 取土样越少、试验数量越少, 所得的 c 、 φ 值越不可靠; 反之, 可靠性就大。可是, 安全系数不能反映这一事实。针对这些缺点, 有人提出用建筑物破坏概率的概念来代替安全系数。美国D. Athanasiou-Grivas和M. E. Harr(b4)提出用Monte Carlo法计算破坏概率, 他们认为 c 、 φ 两个参数间存在负相关, 并且

假定它们的联合密度分布为通用双变数Beta分布。法国M. Salembier(b33)提出了一个安全概率的简化计算法。

(四) 硬粘土的设计参数

本组总报告人为英国B. Simpson。他问对硬粘土的强度和变形指标用什么方法测定最可靠? 用室内方法还是用原位测试方法?

就强度来说, 对于裂缝粘土, 室内的小试体没有什么代表性。对于无裂缝的硬粘土, 根据英国A. Gens和D. W. Hight(c9)两人的研究, 有效强度指标 c' 、 ϕ' 可以认为是土的材料常数, 取样机械扰动对它影响很小。罗马尼亚Al. Constantinescu等(f5)通过一个滑坡分析证实了室内测得的强度指标还是可信的, 不过要采用可以考虑土质应变软化和张裂缝的有限元分析法, 而不能用常规的圆弧滑动法。但是丹麦的H. M. Jacobsen(b19)认为 c' 、 ϕ' 不是材料常数, 它们与应力水平有关。当有效应力趋向零时, ϕ' 增大, c' 降低。用这一观点可以解释承载力因数随应力水平而变的现象, 这个现象已有模型试验证实。

变形指标与应变(或应力)水平关系密切。在英国伦敦粘土中开挖支撑的原体观测发现, 由观测资料反算求得的变形模量与室内测定值显著不同, 前者要大得多。英国J. B. Burland等人(a2)认为两者对应的应变不同。许多研究者(D. J. D' Appolonia, J. Fedal[14], J. B. Burland等[a2])还指出变形模量与应力(或应变)增量的大小有关, 值得进一步研究。

显然, 这类土的指标, 特别是变形指标用原位测试方法测定比较好。的确, 有人认为标准贯入试验、静力圆锥贯入试验仍适用于这类土; 但是有越来越多的人倾向于要推广自钻式横压仪。

(五) 特殊状态土的设计参数

本组总报告人为西班牙J. L. Justo。所谓特殊状态土指的是可溶性土、胀缩土、淤积土、黄土和永冻土。这些土的行为与含水量以及含水量变化密切相关。如果再深入一层, 这又是“吸力”(suction)作用的结果。从提交本组讨论的八篇论文来看, 关于吸力的机理、室内和原位测定吸力方法的研究显然没有什么进展。

黄土是一种淤积土。根据保加利亚在黄土地基上进行建筑的经验, 在室内测定的原状黄土的变形模量远小于由载荷试验或实测沉降推得的值, 后者为前者的2.5~3.0倍(a5)。造成这一差异的主要原因是取样扰动。但是, 黄土地基经浸水压实处理后, 室内和原位测得的变形模量很接近。

保加利亚鲁塞市有两幢造在黄土地基上的十六层公寓, 地基用浸水和深孔爆炸法压实, 竣工一年后的实测沉降竟达16.4cm; M. Minkov等(a5)指出有足够的资料可以证实, 要是地基不处理, 沉降量只有1~3cm。可是, 1977年3月4日罗马尼亚大地震后的震害调查表明, 凡造在未处理黄土地基上的建筑物, 震害十分严重; 而造在经浸水压实处理后的黄土地基上的建筑物, 震害轻微。可见, 湿陷性黄土在动力作用下, 强度会降低, 苏联A. A. Musaelyan(b26)的试验已证实了这点。

关于冻土的研究, 进展缓慢。1932年由A. Casagrande提出的按照均匀系数和小于0.02 mm粒径的颗粒含量来判别是否冻害土的准则, 至今还没有被其他方法代替。挪威R. Saetersdal和G. Refsdal(a6)承认颗粒大小分布曲线至今仍是判别冻害土的最好准则, 为了能根据室内试验资料予估实际发生的冻胀, 还要做大量的研究工作。

(六) 填土的设计参数

本组总报告人为南斯拉夫P. Anagnosti教授。研究工作者把注意力集中在两类填料上,一类是最大粒径大于20mm的粗粒料或含有这种粗粒料的土;另一类是工业废料和尾矿。对前一类填料的参数测定,习惯的做法是根据已有试验仪器对土的最大粒径的限制,将过大的颗粒筛去后进行试验。若筛去部分的重量不大于全重的50%,可以认为粗粒不影响试验成果。另外一种做法是将筛去部分用粒径较小的土粒代替,使两者的重量百分数相等,并认为用替代试件在小型仪器上测得的参数与用原来试件在大型仪器上测得的相当。美国R. T. Donaghue和V. H. Torrey^[c5]做了一系列比较试验,得到的结论是:以上两种方法都能得到符合实际的略偏安全的基于有效应力的强度参数。

现在工业废料和尾矿的大量堆积往往成为影响环境的一个头痛问题。这些堆积物大多十分疏松,有时还是完全饱和的,在失稳以前,会产生较大的孔隙压力和大量变形。波兰Z. Glazer和J. Pininska^[ell]在一处尾矿堆滑动中观测得荷重为50kPa,孔隙压力却高达180kPa。以上问题连同堆积过程中物料密度变化、蠕动变形等都有待深入研究。

(七) 散粒土的设计参数

本组总报告人为荷兰J. D. Nieuwenhuis。由于三轴剪切仪的出现和发展,直接剪切仪已逐渐被淘汰。这是因为直接剪切仪有许多缺点,比如应力条件十分复杂,试件顶面的垂直荷重加压板或上部剪切匣在剪切过程中出现倾侧等。西德E. Wernick在提交会议的一篇论文中报导了他改进的所谓“真直接剪切仪”(c29)。这种仪器可以防止加压板和上匣在剪切过程中的倾侧,同时又不会阻碍加压板由于试件剪胀引起的垂直位移。不仅可以测定砂土的内摩擦角,还可以测定砂土的剪胀角(angle of dilatancy),试验成果相当有规律。作者进行的圆柱锚拉拔试验观测结果证实了用这一仪器测得的内摩擦角是可靠的。作者仔细地测定了砂样剪切区的厚度和剪胀垂直位移量,用试验中得到的规律说明了圆柱或圆柱锚的表面摩擦与桩或锚的直径有关这样一个早已发现了的事实。Wernick的试验对我国目前暂时做不到用三轴仪代替直剪仪的单位来说真是一服解渴药。

散粒土的设计参数大量地是用现场测试仪器测定的,例如用圆锥贯入仪、横压仪等。以色列S. Frydman^[d7]在J. M. O. Hughes等人(1977)的工作基础上提出了利用横压试验结果推求散粒土内摩擦角 φ 和剪胀角 ν 的方法

$$\sin\varphi = \frac{(K+1)s}{(K-1)s+2}$$

$$\sin\nu = \frac{2Ks - (K-1)}{K+1} = \frac{K(2s-1)+1}{K+1}$$

式中 s 为 $\log\Delta P - \log\epsilon$ 线(大多为直线)的斜率,其中 ΔP 为原位水平应力以上的侧压力, $\epsilon (= \frac{\Delta a}{a_0})$ 为对应的应变, a_0 为横压仪的起始半径, Δa 为半径增量; $K = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_f}{2})$, 其中 φ_f 为摩擦角,等于或稍大于颗粒的真摩擦角。如果求出应力-应变线上($\log\Delta P - \log\epsilon$)各段的斜率,就可以揭示散粒土的应变软化现象。作者指出,用横压仪测得的内摩擦角和在室内三轴仪上测出的很接近。Frydman的研究还指出变形模量 E_s 与应力水平有关。他建议了如下关系式,

$$E_s = E_0 P_a \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n$$

式中 P_0 为大气压力; E_0 为与应力水平无关的一个模数; σ_m 为平均应力; n 为指数, 通常等于 0.5~0.7。他发现从室内三轴试验求得的 E_0 比用横压仪测得的约大 1.25~1.5 倍。作者认为这是不同应力路径引起的, 三轴试验属于压缩情况, 横压仪属于纯剪情况。

在现场测定土层渗透系数的方法长期来没有进展。荷兰 R. A. Rietsema 和 M. A. Viergever(d15) 提出的方法带来了一线曙光。这个方法被称为“双极探头法”(Method of dipole probe)。他们模拟电场的阴极和阳极, 使一根插入土层中管子的上端点放水, 下端点吸水, 从而根据流量 q 和压差 Δh , 按下式计算土层的渗透系数,

$$k = \frac{q}{c_1 c_0 \Delta h}$$

式中 c_1 、 c_0 都是常数, 可以事先标定。这一方法还可以分别测定土层在水平向和垂直向的渗透系数。

(八) 人工改性土的设计参数

本组总报告人为法国的 F. Schlosser。近年来, 在土的处理和改性方面接连开了三次国际学术讨论会。

1. 编织物在土工中的应用(法国巴黎, 1977年4月);
2. 加筋土(美国匹兹堡, 1978年4月);
3. 土的加筋处理(法国巴黎, 1979年3月)。

因此, 提交本届会议的论文数量显得比较少。

从提交会议的九篇论文来看, 报告排水方法的有五篇, 占大多数; 报导冻结法的有二篇; 研究加筋土和石灰稳定土的各一篇。

英国 A. McGown 等人(f12)指出, 对于含厚薄不等(从不到 0.1mm 至大于 500mm) 粉土间层的软粘土, 统计每米土样长度中土粉间层的累计厚度, 这个指标很有用。在做室内试验之前, 按粉土间层的累计厚度能代表实际的原则来选择试件尺寸。用符合这一原则的试验结果确定计算指标。他们在美国 Renfrew 一段 3.4 公里的路堤工程中就是这样做的。实践表明无论用细砂并加速排水地区或不用细砂并地区, 用这样得到的计算指标预估路堤的沉降速率与实测沉降过程相当一致。如果按常规方法试验, 用室内试验得到的固结系数一般偏低; 用现场渗透试验得到的固结系数一般偏高。

(九) 物理模型在设计和施工中的应用

这是最后一个专题, 总报告人为英国 R. H. Bassett。为了揭露工程现象的本质、一些参数在这些现象中所起的作用以及选用的设计参数的可靠程度, 物理模型试验是一个很有用的手段。所谓物理模型试验就是把原体缩小、采用天然土质进行的模拟试验。过去有不少人企图通过模型试验对原体作出定量预估, 但结果并不令人满意。比较合适的是把物理模型试验用于参数研究, 用于探索一些现象的机制, 用于弄清哪些部位、哪些方面是研究的重点。M. F. Randolph 等人(c18)的一篇论文提供了一个很好的例子。他们用模型研究实心桩和开口空心桩打入土层时对土体引起的变形。他们发现从桩体周围的土的径向位移来看, 把插桩过程作为圆柱形空腔的膨胀过程来计算桩侧土中应力变化是合适的。开口空心桩比起实心桩来, 打入时对土的扰动当然比较小。但在前者打入一定深度后, 由于桩底土塞的影响, 它的表现几乎与实心桩一模一样, 故而理论估算的桩侧土的径向位移, 从而应力和强度的变化, 是偏低的。

进一步发展下去,有可能用物理模型试验来验证数值计算技术和本构公式的可靠性。从西德U. Smolitzky等人(c21)所作的工作可以看到这一趋势。他们在 $3.5\text{m} \times 5.0\text{m} \times 2.5\text{m}$ 的槽子中造了一垛宽 3.5m 、高 2.5m 的刚性挡土墙,墙后填砂土,研究垂直线荷载引起的作用于墙背的土压力的计算问题。他们发现用Boussinesq或Fröhlich方法计算的结果十分保守,而Terzaghi建议的方法比较符合实际。他们也用有限元分析模型情况。假定土体为拟弹性体,分析中采用两个参数:体积弹性模量 E 和剪切模量 G 。假定 E 与主应力和成指数正比关系, G 与剪应力成双曲反比关系,从而泊桑比 ν 随剪应力增大而逐渐趋近于 0.5 。分析结果表明墙背土压力与墙后垂直荷载成双曲正比关系,这点与模型试验结果相似。可见把砂土作为拟弹性体处理的假定是合适的。

三、国际土工展览

与会议同时,在Metropole的展览中心举办了一个国际土工展览(International Geotechnical Engineering Exhibition, 简称Soilmex 79)。展览的规模很大,有十一个国家九十五个单位参加展出。展出内容有场地勘测设备和原观仪器;室内试验设备;自控、自记、数据处理等设备;地基、基础设计、施工、咨询等公司的业务介绍;书刊、出版和教育用具,等等。

概括地说,从展品中可以看到如下几个特点。

(一) 横压仪的展品比较多,特别是英国Cambridge Insitu公司展出的—台叫做“Camkometer”的自钻式横压仪相当引人注目(图1、照片1)。这个仪器可以靠自身的钻进构件达到需要进行测定的深度,无需预先钻孔,故而可以比较真实地测出土层的原位应力和应变。它不仅适用于软粘土、硬粘土甚至软弱岩,也适用于砂土。对于凝聚性土,用它可测定剪应力和剪应变关系(排水或不排水)。由此可确定原位水平向有效应力 σ'_h ; 剪切模量 G ; 不排水抗剪强度 C_u 和灵敏度 S_t 。对于砂土,可测定内摩擦角 ϕ 和剪切模量 G 。

法国 Techniques Louis Ménard 公司的动力横压仪(Dynamic Pressuremeter)也很受人注意。它在一般横压仪外,加了一个脉冲仪(pulsemeter)(照片2)。用它不仅可以测定应力-应变关系、破坏应力,还可以评定土层的液化可能性。

(二) 国外的室内试验仪器大多配有微型电子计算机,用于试验的控制、测读数据的显示和数据处理。英国Geo Systems公司展出的控制系统(Geo Systems Control Units)很受人欢迎。它是通用性的,无论三轴剪切试验或者固结试验都适用。比如轴向荷载,它用荷重传感器检测,数字显示或自动记录;轴向位移,它用轴向位移传感器检测,数字显示或自动记录;将它接在压力源上用来控制侧压力和反压力,控制精度可

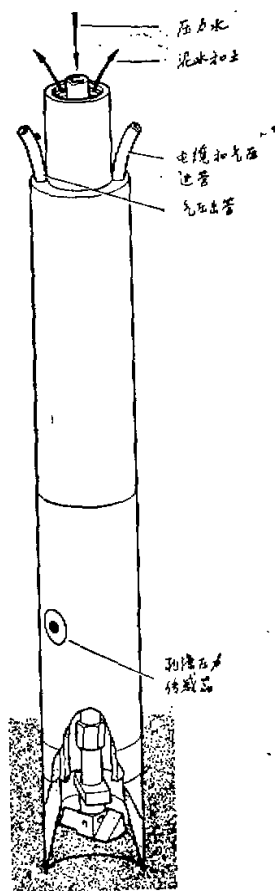
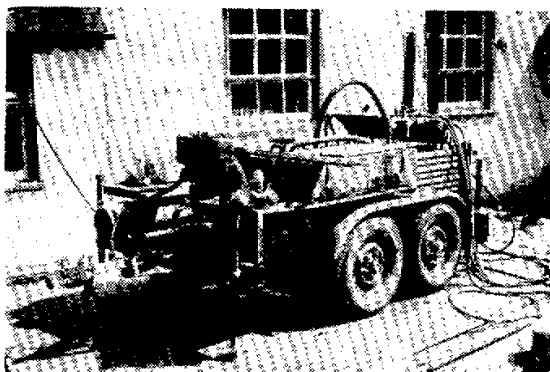
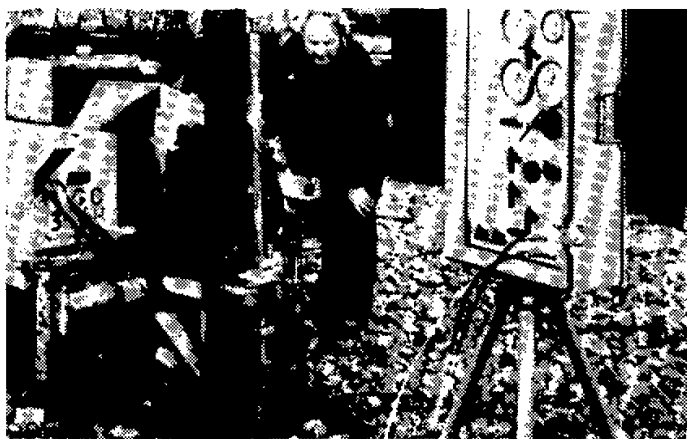


图1 Camkometer自钻式横压仪



照片1 Camkometer自铎式横压仪



照片2 动力横压仪

达小于0.1%的压力规定值。系统中有一台程序机(programmer),用于试验的自控。比如 K_0 试验程序,用于自控进行 K_0 固结或 K_0 膨胀的三轴试验,它能自动调整侧压力,使试件直径在试验过程中保持不变,同时数字显示侧压力的数值。在 $p-q$ 空间中模拟各种应力(有效应力或总应力)变化路径的试验都可事先设计好程序进行自控。系统中还备有一台数据处理机,其中包括数据记事设备(data logging)和按照规定的函数进行积分的设备。

(三) 岩土工程中已经广泛应用塑料或人

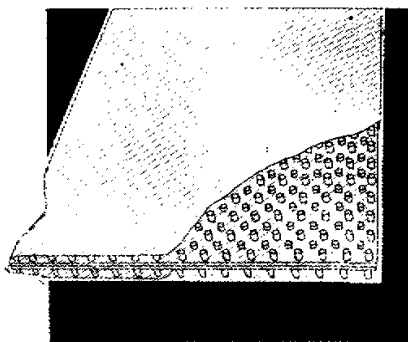


图2 排水塑料带



照片3 插带机

造编织物。我们看到有多种形式的排水塑料带和效率的专用插带机(图2、照片3);做加筋土的塑料加筋材料;代替粗砂做反滤层的塑料纤维膜;防止水流冲刷的塑料护坡材料;塑料井点管等。

四、一点希望

我认为我国应该争取多参加一些国际学术会议。这不仅有益于学术交流,而且更重要的是通过各国科技工作者在一起对共同感兴趣的问题进行探讨、切磋、观摩,可以开阔我们的视界,丰富我们的思路。本届会议组织者很重视这点,会议的安排考虑了尽可能为代表们创造便于个人接触的条件。正像组织委员会主席D. Parry教授指出的:“考虑到技术讨论只是会议的肌肤,不是会议的心脏;会议的心脏是代表们之间的有益接触。因而,会议的组织者有义务为代表们创造一些便于个人接触的条件,造成一种便于建立和发展友谊的气氛。”可见,参加国际会议还可以增进我国人民与各国人民的友谊。会议决定,第八届欧洲土力学与基础工程会议将于1983年在芬兰召开,会议讨论主题暂定为地基加固。我国应及早做好准备,力争参加。

同时,参加国际学术会议的代表人选亦宜早日确定,以便这些人有时间准备论文,并及

时将这些论文送出。这样,论文才有可能刊登于会议论文集中。这次派代表出席会议,决定得太迟了。虽然匆忙地准备了五篇论文,但都没有在论文集中刊出。这点今后是要注意避免的。

参加第四届国际岩石力学大会情况报导

付冰骏

(水利水电科学研究院)

国际岩石力学学会(ISRM)是一个非政府性的国际学术组织,主要宗旨是促进国际岩石力学工作者的合作和学术交流。学会成立于1962年,总部设葡萄牙里斯本。国际岩石力学大会约四年召开一次。第一届大会于1966年在葡萄牙里斯本召开,第二、三届分别于1970年和1974年在南斯拉夫贝尔格莱德和美国丹佛召开。本届(第四届)大会是在瑞士蒙特诺举行的。各届大会间隔期间常召开国际专题讨论会或区域性会议。

国际岩石力学学会会员资格有三种:国家团体会员、个人会员和赞助会员。所谓赞助会员主要提供经济资助。现该学会由国家团体会员32个,个人会员4380人,赞助会员130个。

国际岩石力学学会下设一些委员会,属学术性的委员会有:

1. 室内和野外试验标准委员会(1968——)
2. 岩石和岩体分类委员会(1971——)
3. 出版和翻译委员会(1978——)
4. 研究委员会(1971——)
5. 隧洞及其它永久洞室委员会(1973——)
6. 地质力学计算机程序委员会(1976——)
7. 防止岩滑委员会(1978——)

另外正在酝酿成立的两个委员会是坝基岩体潜蚀委员会和隧洞及其它大型洞室围岩鼓胀委员会。现场勘测技术标准委员会和岩石力学术语、符号及图式委员会在1975年编出文件之后已结束工作。上述委员会中最大的一个是室内和野外试验标准委员会。1974年这个委员会又一分为二,即室内试验分委员会(包括13名委员)和野外试验分委员会(包括23名委员)。所出版的文件一律称为“建议方法”,不叫规程,以免妨碍岩石力学试验研究的进一步发展。

国际岩石力学学会以季刊形式出版“消息报导”。现已出刊50期。主要介绍学会以及岩石力学领域中涉及到地球物理、工程地质、土力学和地基基础等方面的活动情况。

与国际岩石力学学会有关的学术组织还有国际土力学和基础工程协会(ISSMFE)和国际工程地质协会(IAEG)。由于这些学科间相互交叉日益增多,所以1979年6月在比利时布鲁塞尔联合召开了上述三个学会会议,成立了长期协作秘书处(PCS),协调学会间的活动。

我国幅员辽阔,地质条件复杂。许多重大工程都遇到岩石力学问题,迫切需要扩大学术交流,了解动向,引进新技术。因此于去年年底以国家团体会员资格申请入会。经同意后,今年9月以陈宗基为团长,谷德振为副团长的中国岩石力学国家代表团共十人出席了第四届国际岩石力学大会。