

# 多功能 CPTU 测试技术在软土工程性质评价中的应用研究综述

蔡国军<sup>1</sup>, 汪春桃<sup>2</sup>, 刘松玉<sup>1</sup>, 童立元<sup>1</sup>, 杜广印<sup>1</sup>

(1. 东南大学岩土工程研究所, 南京 210096; 2. 江苏省交通规划设计院有限公司, 南京 210078)

**摘要:** 孔压静力触探(CPTU)是 20 世纪 80 年代在国际上兴起的新型原位测试技术,因其诸多优点特别适合于软土工程的勘察,目前在欧美诸国已得到广泛应用。本文首先对目前 CPTU 测试技术作了简要的介绍,阐述了孔压静力触探的发展状况、仪器设备和操作方法。在归纳相关文献与工作的基础上,分别探讨了利用 CPTU 测试资料评价软土的工程特性,包括应力历史、强度特性、变形特性以及固结渗透特性的应用方法。最后,得出了一些结论和建议。

**关键词:** 孔压静力触探; 软土; 先前固结压力; 不排水抗剪强度; 变形模量; 固结系数

**作者简介:** 蔡国军(1977— )男,博士研究生,主要从事岩土工程原位测试技术等方面的研究。

## 0 前言

孔压静力触探(CPTU)是 20 世纪 80 年代在国际上兴起的新型原位测试技术,可以同时提供三个连续读数:锥尖阻力  $q_c$ 、侧壁摩阻力  $f_s$  和孔隙水压力  $u$ 。具有理论系统、功能齐全、参数准确、精度高、稳定性好等优点,既可以用超孔压的灵敏性准确划分土层、进行土类判别,又可求取土原位固结系数、渗透系数、动力参数、结构参数等,特别适合对软土工程性质的评价。本文首先对目前 CPTU 测试技术作了简要的介绍,阐述了 CPTU 的发展状况、仪器设备和操作方法。然后分别探讨了利用 CPTU 测试资料评价软土的工程特性,包括应力历史、强度特性、变形特性以及固结渗透特性。最后,提出了一些结论和建议。

## 1 孔压静力触探(CPTU)测试技术

### 1.1 发展历史

文献[1]对 CPT/CPTU 的发展历史作了详细阐述,指出静力触探的发展经历了机械式、电测式和数字式的模式,并对各种模式的探头进行了评价。但其最重要的发展是于 20 世纪 80 年代初成功研制的可测孔隙水压力的孔压静力触探(Piezcone Penetration Test, 英文简称 CPTU)。除可测锥尖阻力、侧壁摩阻力外,还可同时测定孔隙水压

力。这一进展,不只是增加一项参数,而是为了解土的更多的工程特性及提高测试精度提供极大的可能性和现实性,从而使静力触探技术提高到一个新的阶段。该项技术以其优异的特性得到迅猛发展,目前在欧美诸国已成为主要的原位测试手段<sup>[2]</sup>。从 20 世纪 90 年代以来,CPTU 探头的研制朝着多功能化方向发展,在新型传感器技术的支持下,出现了许多新型的功能,如测地温、测斜、测地震波、电阻率以及可视化静力触探(VisCPT)等,CPTU 技术得到了广泛应用和进一步的发展。

### 1.2 仪器设备

CPTU 设备包括探头、贯入设备和数据采集系统,详细的阐述见文献[3]。本文仅对东南大学岩土工程研究所引进的美国 Hogentogler 原装多功能数字式车载 CPTU 系统作简要描述。系统配备了最新的多功能数字式孔压探头,由钻探车、静力触探系统两部分组成,配备有四功能 5 吨、10 吨、15 吨、20 吨数字式孔压探头,具有常规 CPT、孔压、地震波和电阻率功能模块,E4FCS 实时数据采集计算机系统, CONE PLOT 及 CLEANUP 数据处理软件。

多功能数字式探头采用紧凑简洁,坚固耐用的设计模式,实现了孔下探头中的模一数转换,单探头中传感器实现了多样化,现场测试具有高效性。多功能 CPTU 探头的数字化、多功能与多参数的优点彻底消除了测试时电缆阻力、噪音影响,可进行温度、倾斜校正,保证了测试精度。探头规

格符合国际标准,锥角  $60^\circ$ ,锥底截面积为  $10\text{ cm}^2$ ,侧壁摩擦筒表面积  $150\text{ cm}^2$ ,孔压过滤器元件厚  $5\text{ mm}$ ,位于锥肩位置( $u_2$  位置)。

### 1.3 操作方法

为保证探头匀速贯入,系统贯入装置采用液活活塞控制,贯入速率为  $20\text{ mm/s}$ ,沿深度每  $5\text{ cm}$  测试一组读数。在需要进行孔压消散试验的深度位置停止贯入,立即记录孔压随时间的消散过程,一直到孔压接近静水压力为止。之后,继续贯入至下一个深度,开始另一次消散试验。

孔压系统的饱和是保证正确量测孔隙水压力的关键。试验中,将孔压透水元件及传感器空腔内的空气都排除干净,并灌入硅油,因为硅油的压缩系数及膨胀系数都较小。具体做法是先把探头在密闭容器内用真空泵抽真空,然后灌入硅油继续抽真空,整个过程至少持续  $4\sim 8\text{ h}$ 。饱和后的探头及元件在使用前及运输过程中,应采取措施保持其饱和度,一般可将其放入充满饱和液(如甘油等)的容器中,带至工地备用。现场测试时,探头进入地层前,不可暴露在空气中;贯入过程中,

不应随意提升探头调零;测试完一孔后,探头离开地层后应置于饱和液中,并在饱和液中置换透水元件以备下一孔测试;每孔测试完成后,都应立即对孔压探头饱和程度进行判断,以确认测试结果的可靠性,一般可通过分析孔压-深度曲线、孔压消散曲线规律进行判断,亦可采取室内真空测试法验证。测试前后,根据孔压探头使用频率,对孔压系统需进行经常性的标定,确定标定系数及误差值。

## 2 基于 CPTU 测试的软土性质的评价

对工程应用来说,需要确定的软土工程性质主要归结为四个方面:①土的初始状态及应力历史;②强度特性;③变形特性;④渗透与固结特性。采用 CPTU 技术对上述软土 4 个方面的工程特性均可进行评价,由表 1 可以看出,与我国单、双桥 CPT 相比,CPTU 测试参数更多、功能更加齐全、精度更高,特别适用于软土工程勘察中。

表 1 CPT/CPTU 提供的岩土参数

CPT	剖面分层	液性指数、 相对密度	压缩 模量	强度 参数	固结 系数	渗透 系数	孔隙水 压力	静止土压 力系数	应力 历史	动力 参数
单桥、双桥	√	√	√	√						
多功能 CPTU	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√

注:√表示可提供。

### 2.1 应力历史

反映土的应力历史主要用先期固结压力  $\sigma'_p$  和超固结比 OCR 表示。 $\sigma'_p$  是反映土的力学特性最重要的参数之一,对计算其变形和强度特性有着重要的作用。目前,基于 CPTU 测试评价软土应力历史一般通过下列两种方法:①经验方法,CPTU 试验得到的测试参数( $q_c$ 、 $f_s$ 、 $u$ )与室内固结试验得到的先期固结压力建立关系<sup>[4]</sup>。②理论方法,通过承载力理论、孔穴扩张理论、临界状态土力学和应变路径法等不同解析方法联结  $q_c$  和  $u$  与先期固结压力的关系<sup>[5]</sup>。

#### (1) 经验方法

Mayne<sup>[6]</sup>、Tavenas 等<sup>[7]</sup> 提出  $\sigma'_p$  和净锥尖阻力 ( $q_t - \sigma_{v0}$ ) 相关关系:

$$\sigma'_p = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{\sigma t}} \quad (1)$$

式中, $\sigma'_p$  为先期固结压力; $\sigma_{v0}$  为竖向总应力;

( $q_t - \sigma_{v0}$ ) 为净锥尖阻力; $N_{\sigma t}$  为试验参数; $q_t$  为经孔压修正的锥尖阻力, $q_t = q_c + u_2(1 - a)$ ;  $q_c$  为实测的锥尖阻力, $u_2$  为锥肩位置量测的孔压, $a$  为探头有效面积比。

Lutenegger 等<sup>[8]</sup>、Mayne 等<sup>[9]</sup> 建立了  $\sigma'_p$  与超孔压之间的关系:

$$\sigma'_p = K_{EPP}(u - u_0) \quad (2)$$

式中, $u_0$  为初始孔压; $(u - u_0)$  为超孔压; $K_{EPP}$  为试验参数。

Senneset 等<sup>[10]</sup> 1982 年提出“有效锥尖阻力”的概念,Chen 等<sup>[11]</sup> 基于 CPTU 测试资料建立了  $\sigma'_p$  和有效锥尖阻力的如下关系:

$$\sigma'_p = \frac{q_t - u}{N_{\sigma c}} \quad (3)$$

式中, $(q_t - u)$  为有效锥尖阻力; $N_{\sigma c}$  为试验参数。

#### (2) 理论方法

Konrad 等<sup>[12]</sup> 采用 5 个轻微到中等超固结

(OCR≤4.5)海相黏土场地 CPTU 试验结果,基于土的弹塑性模型和有效锥尖阻力提出预测先期固结压力的方法,建立了基于 CPTU 试验确定原位先期固结压力的经验关系。这个关系仅适用于轻微超固结黏土(OCR<2),Kabir 等<sup>[13]</sup>、Robertson 等<sup>[14]</sup>指出,对强超固结黏土此法不适用。Mayne 等<sup>[15]</sup>联合球形孔穴扩张理论和临界状态土力学的概念,基于有效锥尖阻力提出预测先期固结压力的方程。Sandven 等<sup>[16]</sup>基于承载力理论和有效锥尖阻力也提出了预测公式。尽管三种方法有一定的理论基础,但也不能期望能够给出精确的预测值。第一,三种方法均对土的本构关系作了简化,很难代表土的真实性状;第二,参数来自于不同条件下的试验,试验有限,因此参数的代表性也有限;最后,CPTU 本身的测试精度也限制了计算结果的精确性。

## 2.2 不排水抗剪强度

不排水抗剪强度( $S_u$ )是软土重要力学特性参数,对土的强度特性分析和稳定性评价具有重要影响。目前,一般通过室内试验和现场十字板(FVT)获得<sup>[17]</sup>。但是,由于土样扰动、操作程序和破坏模式等问题使得测试结果具有较大的离散性。目前,已经提出了许多方法来建立 CPTU 测试资料和  $S_u$  的相关关系,主要分为两类:一种是理论方法,另一种是经验公式法。

### (1) 理论方法

理论方法可以分为下列四种:① 承载力理论;② 孔穴扩张理论;③ 稳态变形理论;④ 增量有限元分析。所有的理论解的  $q_c$  和  $S_u$  的关系式都可归纳为如下形式:

$$q_c = N_c S_u + \sigma_0 \quad (4)$$

式中, $N_c$  为理论圆锥系数; $\sigma_0$  为原位总应力,根据选取的理论方法的不同可以是  $\sigma_{v0}$ 、 $\sigma_{h0}$  或  $\sigma_{mean}$ 。

由于 CPTU 探头贯入是个复杂的过程,因此,所有的理论解都针对土的性质、破坏机理和边界条件作了种种假定,这些理论解不仅需要现场和室内试验数据进行验证,而且在模拟不同应力历史、非均质特征和灵敏度等条件下真实土体的性能时具有局限性。正因为如此,实际应用中较多的采用经验公式。

### (2) 经验公式法

#### ① 利用量测的锥尖阻力估算 $S_u$

可利用下式根据 CPT 的锥尖阻力估算  $S_u$ :

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (5)$$

式中, $N_k$  为经验圆锥系数,取值范围为 11 ~ 19; $\sigma_{v0}$  为原位竖向总应力。当采用 CPTU 资料时,可以利用量测的孔压对  $q_c$  进行修正,即圆锥系数可以定义为

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_u} \quad (6)$$

#### ② 利用有效锥尖阻力估算 $S_u$

$$S_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad (7)$$

Senneset 等<sup>[10]</sup>建议  $N_{ke} = 9 \pm 3$ 。Lunne 等(1985)、Robertson 等(1986)认为  $N_{ke}$  变化范围为 1 ~ 14。需要注意,式(5)中的  $N_{ke}$  是根据正常固结到轻微超固结黏土得出的,不应外推到重超固结黏土,因为重超固结黏土中的超孔压可能很小,甚至为负值。采用有效锥尖阻力  $q_e$  估算  $S_u$  的缺点是,在软黏土中, $q_t$  与  $u_2$  之差值往往很小,使得估算  $S_u$  的精度不高。

#### ③ 利用超孔压估算 $S_u$

基于孔穴扩张理论的解析解和半经验-半解析解,建立了超孔压  $\Delta u$  与  $S_u$  之间的关系式:

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (\Delta u = u_2 - u_0) \quad (8)$$

根据孔穴扩张理论, $N_{\Delta u}$  的理论值在 2 ~ 20 之间变化。Lunne 等<sup>[18]</sup>(1985)研究发现  $N_{\Delta u}$  与孔压系数  $B_q$  有很好的相关性, $N_{\Delta u}$  的理论值在 4 ~ 40 之间。

## 2.3 变形参数

土的变形特性参数包括固结指数( $C_c$ 、 $C_s$ 、 $C_r$ )和弹性模量( $E$ 、 $G$ 、 $K$ 、 $B$ ),还有蠕变参数。土的变形参数一般以土的模量表示,总的来讲,土的模量是应力历史、应力水平、排水条件和应力路径方向的函数。要考虑这些因素,土的模量的估计会变得很复杂,在实际中常用的模量是一维的压缩模量  $E_s$ 、不排水杨氏模量  $E_u$  和小应变剪切模量  $G_0$ 。利用 CPTU 资料计算土的模量有以下两种方法:

① 间接方法:需要计算另一个土的参数,例如不排水抗剪强度  $S_u$ 。

② 直接方法:通过锥尖阻力和土的模量的相关关系。

#### (1) 土的压缩模量 $E_s$

在高压固结试验中,测得的压缩模量  $E_s$  通过

系数  $\alpha_m$  和锥尖阻力表示:

$$E_s = \alpha_m q_c \quad (9)$$

式中,  $E_s = \frac{\delta\sigma'_{v0}}{\delta\varepsilon} = \frac{2.3(1+e)\sigma'_v}{C_c} = \frac{1}{m_v}$ ;  $C_c$  为压缩指数;  $e$  为孔隙比;  $m_v$  为体积压缩系数。

Mitchell 和 Gardner<sup>[19]</sup>(1975)对  $E_s$  和锥尖阻力的相关关系进行了详细的综述。Sanglerat<sup>[20]</sup>(1972)提出了对不同土类的  $\alpha_m$  与锥尖阻力  $q_c$  的一一对应关系。

基于 CPTU 资料估计土的压缩模量  $E_s$ , 也可以表示成净锥尖阻力  $q_n$  的函数。对于超固结黏土, Senneset<sup>[10, 21]</sup>(1982, 1989) 建议采用如下线性模型:

$$E_i = \alpha_i q_n = \alpha_i (q_t - \sigma_{v0}) \quad (10)$$

式中,  $\alpha_i$  为系数, 对于大多数黏土, 变化范围为 5 ~ 15。

对于正常固结黏土, 有类似的关系式:

$$E_n = \alpha_n q_n = \alpha_n (q_t - \sigma_{v0}) \quad (11)$$

根据 Senneset<sup>[21]</sup>(1989) 的建议,  $\alpha_n$  取值范围为 4 ~ 8。

(2) 不排水杨氏模量  $E_u$

在使用 CPTU 资料评估不排水杨氏模量  $E_u$  时, 一般采用经验公式间接估算:

$$E_u = n S_u \quad (12)$$

式中,  $n$  为常数, 取决于剪应力水平、超固结比、土层灵敏度和其他一些因素。由于土的性质是非线性的, 因此, 相应的应力水平的选择非常重要。Ladd<sup>[22]</sup>(1977) 针对 7 种不同的黏性土, 研究了刚度比  $E_u/S_u$  和应力水平的关系。

(3) 小应变剪切模量  $G_0$

在非常低的应变情况下 ( $\gamma < 10^{-5}$ ), 土的剪切模量表现出最大值 ( $G_0$ ), 并且随着剪应变的增大而减小<sup>[3]</sup>。最大剪切模量作为表征土动力特性的基本参数, 是土动力计算和场地地震安全性评价中不可或缺的内容。目前, 已经提出许多针对砂土或黏土的  $G_0$  与 CPTU 测试参数之间的相关关系<sup>[23, 24]</sup>, 大多为经验性的。

Hegazy 和 Mayne 提出了适用于所有土类型的联合锥尖阻力和侧摩阻力的相关关系<sup>[25]</sup>, 得出对试验数据更好的拟和关系。这些相关关系的局限性在于:  $G_{max}$  为在土小应变水平下的参数, 而  $q_c$  却是在锥头周围土屈服和破坏时大变形测定的。Mayne 和 Rix<sup>[26]</sup>(1993) 发现对于大多数黏土, 小

应变剪切模量  $G_0$  随着孔隙比 ( $e$ ) 和锥尖阻力 ( $q_t$ ) 的变化而变化, 因此提出如下估算公式:

$$G_0 = 99.5(p_a)^{0.305} \frac{(q_t)^{0.695}}{(e_0)^{1.130}} \quad (13)$$

式中,  $p_a$  为大气压力, 与  $G_0$  和  $q_t$  单位相同。

Simonini 等<sup>[27]</sup>联合孔压参数比 ( $B_q$ ) 和锥尖阻力 ( $q_t$ ) 进行预测  $G_0$ , 因为可以充分考虑土类和土的结构因素, 得出了更好的预测结果。

## 2.4 固结和渗透特性

土的固结和渗透特性通常表示为土的固结系数和渗透系数。在许多岩土工程问题中, 二者既是关键的输入参数, 又很难准确测定。另一方面, 由于土体的各向异性, 在水平和垂直方向上具有不同的值, 相关的设计值还依赖于排水条件和荷载方向, 这些都是在估计土的渗透性参数时必须面对的困难。目前基于 CPTU 消散试验求取固结系数, 由于其方便可靠, 在国际上得到了迅速推广。

### (1) 固结系数

关于利用 CPTU 来确定土的固结系数的问题, 在过去的 10 ~ 15 年中, 提出了许多理论和经验的方法。Baligh 和 Levadoux 对孔压消散进行了深入的研究, 提出了对 Boston 蓝黏土孔压消散试验的解译方法<sup>[28, 29]</sup>。Levadoux 和 Baligh 对刚度指数  $I_r = 500$  的正常固结 Boston 蓝黏土采用应变路径方法计算了初始孔压分布<sup>[30]</sup>。后来, 采用双向数值分析方法进行各向异性固结分析表明<sup>[31]</sup>: ①理论解能较好地估计贯入过程中的孔压消散; ②孔压消散主要以水平向为主; ③探头周围的孔压初始分布对孔压消散过程有明显的影; ④在圆锥附近孔隙水压力梯度很大。

Torstensson 利用孔穴扩张理论对孔压消散规律进行解释<sup>[32, 33]</sup>, 他用土的弹塑性模型和球形或圆柱形孔穴扩张理论计算初始超孔压, 用线性单面排水条件计算超孔压的消散, 建议使用消散 50% 的参数来计算固结系数:

$$c_h = \frac{T_{50} r_0^2}{t_{50}} \quad (14)$$

式中,  $T_{50}$  为理论解中的时间因数;  $t_{50}$  为孔压消散 50% 时所对应的时间;  $r_0$  为圆锥探头半径 (圆柱形模型) 或等价探头半径 (球形模型)。

基于贯入时孔压的大应变有限元分析结果和孔压消散的有限差分分析, Houlsby 和 Teh 提出了一个解译方法<sup>[34]</sup>, 考虑了刚性指数  $I_r$  的影响。

提出应采用修正的时间因数  $T^*$  取代原时间因数  $T$ , 其定义如下:

$$T^* = \frac{c_h t}{r^2 \sqrt{I_r}} \quad (15)$$

式中,  $c_h$  为水平向固结系数;  $r$  为圆锥探头半径;  $I_r$  为刚度指数。

正像几个作者(例如, Soares 等, 1987; Sandven, 1990; Robertson 等, 1992)总结的那样, 理论解的意义和应用由于下列几个现象而变得很复杂: ①初始孔压分布的评价; ②探头贯入对土的扰动效应; ③竖向和水平向孔压消散的重要性; ④土的各向异性。由孔压消散试验求取固结系数的理论方法到目前为止只适用于正常固结、轻度超固结黏土以及松的粉质土, 对强超固结土还没有解决办法。

## (2) 渗透系数

基于 CPTU 试验, 水平向渗透系数  $k_h$  由 Parez 和 Fauriel 提出的一个经验的相关关系计算<sup>[35]</sup>。相关关系仅需要孔压过滤器测试的  $u_2$  消散得到的  $t_{50}$  值, 根据下列方程

$$k_h = (251 \times t_{50})^{-1.25} \quad (16)$$

式中,  $k_h$  单位 cm/s;  $t_{50}$  单位 s。

水平向渗透系数  $k_h$  也可以基于下列方程进行计算:

$$k_h = \gamma_w m_v c_h \approx \frac{\gamma_w (RR) c_h}{2.3 \sigma'_{v0}} \quad (17)$$

式中,  $\gamma_w$  为水的容重;  $m_v$  为体积压缩系数;  $\sigma'_{v0}$  为初始有效应力;  $RR$  为再压缩比, 可以通过在相应应力水平下的固结试验得到。

## 3 结 论

本文首先对目前 CPTU 测试技术作了简要的介绍, 阐述了 CPTU 技术的发展状况、仪器设备和操作方法。探讨了利用 CPTU 测试资料评价软土的工程特性, 包括应力历史、强度特性、变形特性以及固结渗透特性。初步得出以下结论:

(1) 孔压静力触探作为新型的原位测试技术, 除可测锥尖阻力、侧壁摩阻力外, 还可同时测定孔隙水压力, 这一进展为评价更多的工程特性及精度的提高提供了可能性和现实性。

(2) 在软土中进行 CPTU 试验时, 如果探头被严格饱和并且测试过程中得到维持的话, 量测

的孔压是最可靠的测试参数。根据 CPTU 孔压消散试验, 可以准确求取软土的固结系数和渗透系数, 进而对软土的固结渗透特性进行评价。

(3) 利用 CPTU 试验评价软土的应力状态、强度特性和变形参数时, 大多数是基于经验关系。CPTU 资料与强度、变形参数之间, 不存在适用于各种黏土的唯一关系。仅仅针对某一地区的相关关系才是有效的。对于种种关系式, 在没有当地经验时, 可作为粗略估计, 如果有当地的试验数据, 应当根据当地经验对关系式进行修正。

总之, 多功能 CPTU 技术具有功能齐全、快速可靠和方便经济的优点, 因此在软土工程性质评价中具有广阔的应用前景。

## 参 考 文 献

- [1] 刘松玉, 吴燕开. 论我国静力触探技术(CPT)现状与发展[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 553~556.
- [2] 张诚厚. 孔压静力触探应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [3] Lunne T, Robertson P K, Powell J J M. Cone penetration testing in geotechnical practice[M]. Blackie Academic and Professional, 1997.
- [4] Mayne P W, Robertson P K, Lunne T. Clay stress history evaluated from seismic piezocone [C]. Proceedings of ISC'98 Geotech. Site Characterization, Atlanta, 1998.
- [5] Aubeny C P. Rational interpretation of in situ tests in cohesive soils [D]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 1992.
- [6] Mayne P W. CPT indexing of in situ OCR in clays [C]. Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86. Blacksburg, 1986.
- [7] Tavenas F, Leroueil S. State-of-the-art on laboratory and in-situ stress-strain-time behavior of soft clays [C]. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, 1987.
- [8] Lutenegeger A J, Kabir M G. Interpretation of piezocone results in overconsolidated clays [C]. Proceedings of the Geotechnology Conference on Penetration Testing in the U. K, Birmingham, 1988.
- [9] Mayne P W, Holtz R D. Profiling stress history from piezocone soundings [J]. Soils and Foundations, 1988, 28, 1~13.
- [10] Senneset K, Janbu N, Svano, G. Strength and de-

- formation parameters for CPT[C]. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 1982, (2):863~870.
- [11] Chen B S, Mayne P W. Type 1 and 2 piezocone evaluation of overconsolidation ratio in clays [C]. CPT'95, International Symposium on Cone Penetration Testing, Linköping, 1995.
- [12] Konrad J M, Law K T. Preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clay[J]. Geotechnique, 1987, 37(2):177~190.
- [13] Kabir M G, Lutenegger A J. Discussion of "Preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clays"[J]. Geotechnique, 1988, 38(3):455~460.
- [14] Robertson P K, Howie J A, Sully J P, et al. Discussion of "preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clays"[J]. Geotechnique, 1988, 38(3):460~463.
- [15] Mayne P W. Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts [J]. Soils and Foundations, 1991, 31(2):65~76.
- [16] Sandven R, Senneset K, Janbu N. Interpretation of piezocone tests in cohesive soils[C]. Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, Orlando, 1988.
- [17] Lunne T, Eide O, de Ruiter J. Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays. Can. Geotech. J. 13(4):430~441.
- [18] 袁聚云,徐超,赵春风. 土工试验与原位测试[M]. 上海:同济大学出版社,2004.
- [19] Mitchell J K, Gardner W S. In situ measurement of volume change characteristics[C]. Proceedings of the ASCE specialty conference on in situ measurement of soil properties. Raleigh, North Carolina, 1975, (2):279~345.
- [20] Sanglerat R. The penetrometer and soil exploration [M]. Amsterdam; Elsevier, 1972.
- [21] Senneset K, Sandven R, Janbu N. The evaluation of soil parameters from piezocone tests[J]. Transportation Research Record, 1989(1235):24~37.
- [22] Ladd C C, Foott R, Ishihara K, et al. Stress-deformation and strength characteristics[C]. State-of-the-art Report. Proceedings of the 9th ICSMFE, Tokyo, 1977(2):421~494.
- [23] Baldi G, Bellotti R, Ghionna V N, et al. Modulus of sands from CPT and DMT[C]. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1989, (1):165~170.
- [24] Tanaka H, Tanaka M, Iguchi H, et al. Shear modulus of soft clay measured by various kinds of tests [C]. Proceedings of the International symposium on Pre-Failure Deformation of Geomaterials. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1994, (1):235~240.
- [25] Hegazy Y A, Mayne P W. Statistical correlation between Vs and cone penetration data for different soil types[C]. Proceedings of the International symposium on Penetration Testing. Swedish Geotechnical Society, Linköping, Sweden, 1995.
- [26] Mayne P W, Rix G J. Gmax-qc relationships for clays[J]. Journal of Geotechnical Testing, 1993, 16(1):54~60.
- [27] Simonini P, Cola S. Use of piezocone to predict maximum stiffness of Venetian soils [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, 126(4):378~382.
- [28] Baligh M M, Levedoax J N. Pore Pressure Dissipation After Cone Penetration[R]. Massachusetts Institute of Technology. Department of Civil Engineering, Cambridge, Mass, 1980:80~111.
- [29] Baligh M M, Levedoax J N. Consolidation After Undrained Piezozone Penetration, II: Interpretation [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, 112(7):727~745.
- [30] Baligh M M. Strain Path Method [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985, 111(GT9):1108~1136.
- [31] Levedoax J N, Baligh M M. Consolidation After Undrained Piezozone Penetration, I: Prediction [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, 112(7):707~726.
- [32] Torstensson B A. Pore Pressure Sounding Instrument[C]. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In-situ Measurement of Soil Properties ISMO-SP. Raleigh, North Carolina. 1975, (2):48~54.
- [33] Torstensson B A. The Pore Pressure Probe [J]. Geoteknikkdagen, Oslo, 1977, (34):1~15.
- [34] Houlsby G T, Teh C I. Analysis of the Piezocone in Clay[C]. Proceedings International Symposium on Penetration Testing. Edited by J D Ruiter, A A Balkema. Rotterdam, The Netherlands, 1988, (1):777~783.
- [35] Parez, Fauriel Le piezocone ameliorations apportees a la reconnaissance de sols [J]. Revue Francaise de Geotech, 1988, 44, 13~27.