

中华人民共和国行业标准

铁路工程地基土十字板剪切试验规程

**Code for vane shear test of railway
engineering foundation soil**

TB10051—97

主编单位：铁道部第四勘测设计院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：1997年7月1日

1997年·北京

关于发布《新建铁路摄影测量规范》等 6 个铁路工程建设标准的通知

铁建函[1997]58 号

《新建铁路摄影测量规范》(TB10050—97)、《铁路工程地基土十字板剪切试验规程》(TB10051—97)、《铁路柔性墩桥技术规范》(TB10052—97)、《铁路房屋增层和纠倾技术规范》(TB10114—97)、《全球定位系统(GPS)铁路测量规程》(TB10054—97)和《铁路混凝土与砌体工程施工及验收规范》(TB10210—97)经审查批准,现予发布,自 1997 年 7 月 1 日起施行。现行《铁路混凝土及砌石工程施工规范》(TBJ210—86)、《铁路测量技术规则》(TBJ101—85)中的第二篇“航空摄影测量”和《铁路柔性墩桥设计暂行规定》(铁建[1991]108 号)同时废止。

以上规范由部建设司负责解释,由建设司标准科情所和铁道出版社共同组织出版发行。

中华人民共和国铁道部

一九九七年三月三日

目 次

1	总 则	1
2	术语、主要符号	2
3	试验设备	5
3.1	一般规定	5
3.2	试验仪器	5
3.3	十字板头	6
3.4	试验用探杆	6
4	测力计的率定	7
4.1	一般规定	7
4.2	扭力传感器的率定	7
4.3	开口钢环的率定	8
5	现场试验.....	10
5.1	一般规定.....	10
5.2	电测式十字板试验.....	10
5.3	钢环式十字板试验.....	12
6	资料整理与成果分析.....	14
6.1	电测式十字板试验资料整理与计算.....	14
6.2	钢环式十字板试验资料整理与计算.....	15
6.3	单孔十字板试验成果.....	16
6.4	成果应用.....	17
附录 A	传感器检测误差计算	18
附录 B	十字板剪切试验记录表	20
附录 C	十字板剪切试验成果图	21
附录 D	十字板试验成果的应用计算	22
D.1	固结不排水抗剪强度参数和超固结比的	

估算	22
D. 2 土层强度各向异性比的判定	23
D. 3 地基稳定性评价	23
附录 E 本规程用词说明	27
附加说明	29
条文说明	31

1 总 则

1.0.1 为统一铁路工程地基土现场十字板剪切试验的技术要求和成果应用，制定本规程。

1.0.2 本规程主要适用于饱和软粘土，其测试深度不宜大于30m；除直接取得地基土的不排水抗剪强度外，尚可估算路堤填筑临界高度和确定地基承载力等。

1.0.3 本规程规定的试验仪器是：

1. 电测式十字板剪切仪，包括触探—十字板两用仪。
2. 钢环式十字板剪切仪（机械式十字板剪切仪）。

1.0.4 现场十字板剪切试验工作除应符合本规程外，尚应符合国家和铁道部现行有关标准的规定。

2 术语、主要符号

2.1 术 语

2.1.1 十字板剪切试验 (VST)

本规程狭指使用十字板剪切仪对地基中所指定的点位,进行不排水剪切试验,亦称现场十字板试验。其以规定的试验方式和旋转速率,对插入地基土中的十字板头施加扭力,直至将土剪损,测定十字板旋转时所成理想圆柱体表面处土的抵抗扭矩,从而可计算出在平均意义上土对十字板头的各种不排水抗剪强度(峰值强度、残余强度、重塑土强度),并以 *Vane Shear Test* 的缩写 *VST* 作为十字板剪切试验的通用代号。

2.1.2 剪损

在十字板的剪应力-转角 ($\tau-\theta$) 关系曲线上,当剪应力 τ 达峰值 τ_f 时,便认为土已被剪损。

2.1.3 峰值强度

用 **VST** 测得天然状态下,土被剪损时的剪应力峰值 (τ_f),通常简称为十字板强度 (s_u)。按其剪切属性,应为原位应力条件下原状土的不排水抗剪强度。

2.1.4 残余强度

土被剪损后,剪应力随十字板转角的继续增大而降低至某一稳定的最小值,此最小稳定值称为残余强度 (s_{ur})。

2.1.5 重塑土强度

在完成原状土剪切试验之后,将十字板按规程规定在原位转动若干圈,使剪切带土充分扰动后再进行剪切试验,测定出十字板头所成圆柱体表面处土的最大剪应力 (τ'_{max}) 值即 s'_u 。

2.1.6 灵敏度

本规程专指用 **VST** 测定的原状土十字板强度与其重塑土强

度之比 $\alpha = \alpha_c / \alpha'_c$ 。

2.1.7 探杆的弯曲度

对于一根探杆,其中点处的挠度 Δ 与杆长 l 之比;或两根相连接的等长探杆,其接头处对于两探杆中点连线的偏离 Δ 与杆长 l 之比。

2.2 主要符号

A_c ——十字板头翼板及轴杆的横截面积之和与受剪土圆柱体横截面积之比

B ——路堤顶面实际宽度

B' ——路堤顶面计算宽度

B_w ——路堤顶宽的临界值

C ——钢环率定系数

c_{cu} ——固结不排水剪粘聚力

D ——十字板头翼板宽度

d ——十字板头轴杆直径

FS ——在额定荷重下仪表的满量程输出值

F_s ——安全系数

H ——十字板头翼板高度

H' ——均质土坡的安全高度

H_v ——路堤填筑临界高度

I_p ——塑性指数

K_I ——Ⅰ型十字板几何常数

K_{II} ——Ⅱ型十字板几何常数

K_0 ——土的静止侧压力系数

M ——十字板扭矩

m ——边坡坡率;经验指数

N_s ——稳定因数

n ——切深比

P ——平均荷载

- P_v ——条形基础埋深为零时的极限承载力
 R ——钢环式十字板量表读数
 R_s ——强度各向异性比
 R_{σ} ——超固结比
 s_v ——十字板强度
 s_r ——重塑土强度
 s_{vr} ——残余强度
 t ——十字板头翼板厚度
 s_i ——灵敏度
 z_v ——滑弧最大下切深度
 γ ——土的天然重度
 $\bar{\gamma}$ ——土层有效重度平均值
 γ_s ——填筑土重度
 δ ——传感器检测误差
 e ——记录仪读数
 θ ——十字板转角
 θ_j ——试验点处钢环式十字板第 j 号转角
 μ_v ——微应变
 ν ——泊松比
 ξ ——传感器率定系数
 σ_p' ——土的有效自重压力计算值
 σ_{vd} ——土的有效自重压力
 $[\sigma]$ ——地基容许承载力
 τ ——剪应力
 τ_f ——剪应力峰值
 τ_v ——土的不排水抗剪强度
 ω ——最危险滑动圆弧的半周角

3 试验设备

3.1 一般规定

3.1.1 十字板剪切试验设备应采用电测式或钢环式十字板剪切仪进行试验。

3.1.2 十字板剪切试验设备应符合本规程规定的技术要求。

3.1.3 十字板剪切试验设备,使用前应检查、校验,使用后应清洗、保养。

3.2 试验仪器

3.2.1 电测式十字板剪切仪的扭力传感器应采用电阻应变式,并应符合下列规定:

1. 在额定荷载下的检测总误差不应大于 $3\%FS$, 其中非线性误差、重复性误差、滞后误差、归零误差均应小于 $1\%FS$;

2. 传感器出厂时的对地绝缘电阻不应小于 $500M\Omega$; 在 $300kPa$ 水压下恒压 $2h$ 后, 绝缘电阻仍应大于 $300M\Omega$;

3. 用于现场试验的传感器,其对地绝缘电阻不得小于 $20M\Omega$;

4. 传感器护套外径不宜大于 $20mm$ 。

3.2.2 电测式十字板剪切试验用的记录仪,应符合下列技术要求:

1. 时漂应小于 $0.1\%FS/h$; 温漂应小于 $0.01\%FS/^\circ C$;

2. 有效最小分度值应小于 $0.06\%FS$ 。

3.2.3 电测十字板剪切仪主机的探杆夹持器应能牢固夹持探杆,不得产生相对转动。

3.2.4 钢环式测力计,其检测精度应符合 **3.2.1** 第1款要求;配备的量表和刻度盘,其检测误差应小于 $1\%FS$ 。

3.3 十字板头

3.3.1 十字板头规格应符合表 3.3.1 的规定。

十字板头的规格 表 3.3.1

型号	板高 <i>H</i> (mm)	板宽 <i>D</i> (mm)	板厚 <i>t</i> (mm)	刃角 <i>α</i> (°)	轴杆		高宽比 <i>H/D</i>	厚宽比 <i>t/D</i>	面积比 <i>Ar</i> (%)
					直径 <i>d</i> (mm)	长度 <i>s</i> (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。

3.3.2 十字板头宜采用不锈钢整体铸造；翼板表面粗糙度不得大于 0.6μm。

3.3.3 钢环式十字板头的连接形式，可采用牙嵌式或离合式。

3.4 试验用探杆

3.4.1 十字板剪切试验用的探杆必须平直。用于前 5m 的探杆，其弯曲度不应大于 0.05%，后续探杆的弯曲度不应大于 0.1%。

3.4.2 探杆两端螺纹轴线的同轴度公差应小于 φ1mm，且在彼此连接上应有良好的互换性。以锥形螺纹连接的探杆，连接后不得有晃动现象；以圆柱形螺纹连接的探杆，要求丝扣之根、肩应能拧紧密合。

3.4.3 对试验深度大于 10m 的钢环式十字板试验孔，应安设导轮，导轮间距不宜大于 10m。

4 测力计的率定

4.1 一般规定

4.1.1 电测式十字板的扭力传感器和钢环式十字板的开口钢环,使用前必须率定;率定时宜在室温 $20\pm 5^{\circ}\text{C}$ 的环境中进行。当试验需在低温 ($<0^{\circ}\text{C}$) 或高温 ($>40^{\circ}\text{C}$) 下作业时,试验前宜对钢环或传感器作温度效应检验。

4.1.2 扭力传感器和开口钢环的率定系数,其有效期分别为三个月和半年,逾期应重新率定方可使用。

4.1.3 无论是扭力传感器或开口钢环,在试验过程中如遇异常情况,均应进行校验性率定。

4.1.4 扭力传感器和开口钢环应连同配套使用的仪表一道率定;同型号仪表经检定互换后不致引起率定系数的改变量大于 1% 时,可替换使用。

4.1.5 测力计经率定合格后,应建立档案,记录其编号、率定系数、率定者、日期,作为核查依据。

4.2 扭力传感器的率定

4.2.1 扭力传感器的率定,宜按下列步骤进行;

1 将传感器的一端固定在专用率定架的力矩盘中,另一端嵌入活动支座中。

2 接通记录仪表,并将仪表预调零。

3 将传感器与仪表一道预热,观察仪表零位漂移情况。然后锁定活动支座,注意观察支座锁定时是否产生附加漂移。如有附加漂移出现,应查找原因,设法消除。

4 零漂稳定和附加漂移消除后,复将仪表调零或记下初读数,即可进行正式率定。

5 用砝码逐级对力矩盘施加扭矩,同时记录各级扭矩时的仪表读数。至额定荷载加上后,逐级卸荷并记录读数,完成一个加、卸荷循环。

6 松开活动支座,将力矩盘连同传感器转动 60° 或 120° ,重复第 4.2.1.3~4.2.1.5 款过程,如此反复加、卸荷 6 或 3 个循环。

4.2.2 率定时最大加荷量应根据传感器的额定扭矩确定;加荷等级可按最大加荷量的 1/10 分级。

4.2.3 传感器扭矩率定系数应由式 (4.2.3-1) 及 (4.2.3-2) 确定;

$$M = \xi \cdot e \quad (4.2.3-1)$$

$$\xi = \sum_{i=1}^n (\bar{e}_i \cdot M_i) / \sum_{i=1}^n (\bar{e}_i)^2 \quad (4.2.3-2)$$

式中 M ——传感器亦即十字板头扭矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

ξ ——传感器率定系数 ($\text{kN} \cdot \text{m}/\mu\text{e}$);

e ——记录仪读数 (μe);

\bar{e}_i ——第 i 级荷载时各次仪表读数平均值 (μe);

M_i ——第 i 级荷载时的扭矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

4.2.4 传感器的各项检测误差可按本规程附录 A 计算。

4.3 开口钢环的率定

4.3.1 开口钢环的率定可按下列步骤进行;

1. 率定前将仪表安置就位,并将量表预调零。

2. 用砝码对扭矩盘逐级施加扭力,记录各级荷载下的钢环变形量。然后逐级卸荷并记录钢环变形量 (即量表读数)。

3. 转动扭矩盘约 90° ,重复上述步骤,如此反复率定 4 次。

4.3.2 取每级扭矩下各次量表读数的平均值,绘制钢环率定曲线。

4.3.3 钢环率定系数 C 可按式 (4.3.3) 计算;

$$C = L \cdot \bar{p}/s \quad (4.3.3)$$

式中 \bar{p} ——平均荷载 (kN);
 $\bar{\delta}$ ——荷载作用下的平均变形量 (mm);
 L ——扭矩盘的力臂 (m)。

5 现场试验

5.1 一般规定

5.1.1 十字板剪切试验应根据静力触探力学分层的均匀性,结合工程和横、纵断面的要求,在平面和深度间距上合理选择有代表性的层位进行。

5.1.2 十字板剪切试验必须避开地下管线及隐蔽工程;当地基土含有朽木、粗大颗粒等夹杂物时,可用钻探机械将其钻穿后再行试验。

5.1.3 进行十字板剪切试验时,应使机座保持水平状态,并应始终利用水准尺校验、记录每次试验中机座对试验孔的垂直度偏差,备资料整理时考虑。

5.1.4 当进行水下十字板剪切试验时,应有保证试验孔不发生偏斜的措施;在水底以上部位,对于电测式十字板,尚应加设防止探杆弯曲的约束装置。

5.1.5 当十字板头插入到预定的试验点位后,宜静置 2~5min,然后进行试验。

5.1.6 用十字板剪切试验测定场地内土层的灵敏度时,应根据工程需要结合土层情况选择有代表性的孔段进行。每层土的试验次数以 3~6 次为宜。

5.1.7 十字板剪切试验应由技术熟练的人员操作旋转手柄,不得随意易人。

5.1.8 试验人员应根据记录表(见本规程附录 B)逐项填写,并应在提交记录表之前完成读数的修正工作。

5.2 电测式十字板试验

5.2.1 将地锚对称设置于试验孔位两侧,地锚数量应满足最大试

验深度的反力需要。

5.2.2 将压入主机就位，调平机座并经水准尺校准后，将机座与地锚锁定。当主机不能按指定孔位安装时，应将移位后的孔位和地面标高记录清楚。

5.2.3 安装扭力装置，把带电缆的探杆穿过扭力装置，下端与十字板头传感器电缆相连，并应做好防水处理；电缆上端与记录仪接通。

5.2.4 将十字板头压入地下 0.5m，应让传感器与地温取得热平衡，直到仪表输出值不变，随将仪表调零。

5.2.5 按试验任务书要求，将十字板头压至预定深度后，移去山形板及探杆卡块，将扭力装置上的夹持器拧紧或锁定探杆接头。在该步骤中，应特别注意掌握以下要点：

1 探杆相互连接应拧紧；

2 每次加接探杆时，必须在十字板剪切试验点位以上不小于 0.3m 的高度处进行；

3 在拧紧探杆夹持器时，不得使扭力装置相对地面产生转动。

5.2.6 当十字板头压入到位至开始试验时的静置时间满足 5.1.5 条规定时，即以顺时针方向徐徐转动扭力装置上的手柄。转速应力求均匀，且应符合剪切速率为 $1^{\circ}/10s$ 的要求。

5.2.7 十字板头每转 1° 应记录一次仪表读数，直至峰值读数后再测记 1min；如有必要，可测记至稳定值出现为止。稳定值的确定以小值读数连续出现 6 次为标准。

5.2.8 如需测定该试验点土的灵敏度，可用管钳按顺时针方向迅速转动探杆 6 圈，随即将仪表调零，重复上述试验步骤，得到重塑土的相应读数。如不需测定该试验点的灵敏度，则接长探杆，将十字板头压入到下一个试验点位进行试验，直到试验至要求的深度。

5.2.9 当在一个试验孔中连续进行试验时，仪表不再调零，但应记下初读数，备资料整理时考虑。

5.2.10 试验结束时应松开夹具,提出探杆、十字板头,并清洗、检查、转移或装箱。

5.3 钢环式十字板试验

5.3.1 试验用的钻机(或其它成孔机械),在开孔前必须调平机座并经水准尺校准后定位。

5.3.2 试验孔应采用回转干钻成孔,跟管钻进,套管应下至距试验点 $50\pm 4\text{cm}$ 处固定。

5.3.3 试验前应使用空心螺纹钻清除孔内残土,孔底以上残留土厚度不应大于 10cm 。

5.3.4 逐节连接并拧紧十字板头、轴杆、导杆、探杆,然后将十字板下放至孔底,用垫叉或其它专用工具将其托住于套管口。

5.3.5 接导杆,将底座穿过导杆,固定在套管上,同时脱开垫叉,用慢速将十字板头压至试验点位,让其静置 $2\sim 5\text{min}$ 。此期间,应着手下列工作:

1 根据十字板头与轴杆的连接形式,试验前应活动十字板剪切仪各部转动构件,检查其是否运转正常并使之转动灵活。

1) 对于离合式十字板,提升导杆 $2\sim 3\text{cm}$,使离合齿脱开,合上支爪,在导杆上端装上手柄,快速转动十余圈。然后扳开支爪,依顺时针方向徐转手柄,使离合齿啮合,再合上支爪,取下手柄。

2) 对于牙嵌式十字板,在导杆上端装上手柄,逆时针方向快速转动手柄十余圈,然后依顺时针方向徐转手柄,使齿牙咬合,取下手柄。

2 安装传动部件,转动底板使导杆键槽对正钢环固定夹键槽,将固定套锁定于底座上,再徐转手柄使特制键落入键槽。

3 将角位移指针对准刻度盘的零位,装上量表并调至零位。

5.3.6 试验开始,操作要求同 5.2.6~5.2.8 条规定,但在每次试验之后,必须量测轴杆的摩擦阻力。

1 对于离合式十字板,应拔出特制键,提升导杆 $2\sim 3\text{cm}$,复

而插上特制键，按规定的剪切速率 ($1^{\circ}/10s$) 匀速转动手柄，同时测记轴杆与土及导轮的摩擦阻力 (量表读数) 的稳定值。

2 对于牙嵌式十字板，应逆时针方向快速转动手柄 30 余圈，再顺时针方向以 $1^{\circ}/10s$ 的剪切速率匀速转动手柄，测记摩擦阻力值。

5.3.7 试验终孔后，应卸下传动部件和底座，在导杆孔中插入吊钩，逐节提取导杆、探杆和十字板头，清洗、检查、装箱、转移。

5.3.8 当在水上进行试验时，应设有防止套管自重下沉的装置或措施。

6 资料整理与成果分析

6.1 电测式十字板试验资料整理与计算

6.1.1 电测式十字板试验数据应按式 (6.1.1-1) ~ 式 (6.1.1-5) 修正;

原状土; $(e_j) = e_j - e_o$ (6.1.1-1)

$(e_f) = e_f - e_o$ (6.1.1-2)

重塑土; $(e'_j) = e'_j - e'_o$ (6.1.1-3)

$(e'_f) = e'_f - e'_o$ (6.1.1-4)

残余值; $(e_r) = e_r - e_o$ (6.1.1-5)

式中 (e_j) 、 e_j ——试验点第 j 号修正后读数和实测值;

(e_f) 、 e_f ——试验点的峰值 (最大) 读数修正值和实测值;

(e'_j) 、 e'_j ——试验点处土重塑后第 j 号修正后读数和实测值;

(e'_f) 、 e'_f ——试验点处土重塑后的修正后最大稳定读数和实测值;

(e_r) 、 e_r ——试验点的修正后最小稳定读数修正值和实测值;

e_o ——经综合分析确认后的原状土试验点的初读数;

e'_o ——重塑土的初读数。

6.1.2 原状土的十字板强度 s_u 、残余强度 s_{ur} 和重塑土强度 s'_u , 应分别按下列公式计算;

$s_u = K \cdot \xi \cdot (e_f)$ (6.1.2-1)

$s_{ur} = K \cdot \xi \cdot (e_r)$ (6.1.2-2)

$s'_u = K \cdot \xi \cdot (e'_f)$ (6.1.2-3)

式中 $K=6/(7\pi D^3)$, 为十字板头常数 (m^{-3});

D ——十字板头翼板宽度 (m);

其它符号同前。

6.1.3 土层的灵敏度 s_r 可按式 (6.1.3) 确定;

$$s_r = \bar{s}_s / \bar{s}_s' \quad (6.1.3)$$

式中 \bar{s}_s ——土层十字板强度的平均值;

\bar{s}_s' ——土层重塑土强度的平均值。

6.1.4 上列各条计算结果, 经校核后应填入附录 B 的记录表中, 供成果分析时采用。

6.2 钢环式十字板试验资料整理与计算

6.2.1 钢环式十字板试验数据应按下列公式修正;

原状土: $(R_j) = R_j - R_f \quad (6.2.1-1)$

$$(R_f) = R_f - R_f \quad (6.2.1-2)$$

重塑土: $(R'_j) = R'_j - R_f \quad (6.2.1-3)$

$$(R'_f) = R'_f - R_f \quad (6.2.1-4)$$

残余值: $(R_r) = R_r - R_f \quad (6.2.1-5)$

式中 (R_j) 、 R_j ——试验点的第 j 号修正后读数和实测值;

(R_f) 、 R_f ——试验点修正后的峰值(最大)读数和实测值;

(R'_j) 、 R'_j ——试验点处土重塑后的第 j 号修正后读数和实测值;

(R'_f) 、 R'_f ——试验点处土重塑后的修正后最大稳定读数和实测值;

(R_r) 、 R_r ——试验点修正后的最小稳定读数和实测值;

R_f ——轴杆的摩擦读数。本规程规定, 钢环式十字板剪切试验时的量表初读数为零。

6.2.2 试验点处土的剪应力应按下列公式计算;

原状土: $\tau_j = K \cdot C \cdot (R_j) \quad (6.2.2-1)$

重塑土: $\tau'_j = K \cdot C \cdot (R'_j) \quad (6.2.2-2)$

式中 τ_j 、 τ'_j ——试验点处的第 j 号剪应力 (kPa);

C ——钢环率定系数 (kN·m/mm), 其它符号同前。

6.2.3 原状土的十字板强度 s_u 、残余强度 s_{ur} 和重塑土强度 s'_u ，应分别按下列公式计算：

$$s_u = K \cdot C \cdot (R_f) \quad (6.2.3-1)$$

$$s_{ur} = K \cdot C \cdot (R_r) \quad (6.2.3-2)$$

$$s'_u = K \cdot C \cdot (R'_f) \quad (6.2.3-3)$$

6.2.4 钢环式十字板转角可按下式修正：

$$\theta_j = j^\circ - \Delta\theta_j \quad (6.2.4)$$

$$\Delta\theta_j = 5760l \cdot (M_t)_j / [\pi^2 \cdot G \cdot (d_1^4 - d_2^4)]$$

式中 θ_j ——试验点处钢环式十字板的第 j 号转角 ($^\circ$)；

j ——十字板试验的读数序号，规定每转 1° 记数一次；

$\Delta\theta_j$ ——第 j 号转角修正量 ($^\circ$)；

l ——扭力夹持器的下端面至十字板上端面间的导杆、探杆及轴杆的总长 (m)；

d_1 、 d_2 ——分别为探杆的外径和内径 (m)；

G ——探杆的剪切模量，通取 $8 \times 10^7 \text{kPa}$ ；

$(M_t)_j$ ——相应于 l 、 j 并包括摩擦扭矩在内的十字板总扭矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

6.2.5 按式 (6.1.3) 计算土层的灵敏度 s_u ，连同上列各条计算结果经校核后应一并填入附录 B 的记录表中，供成果分析使用。

6.3 单孔十字板试验成果

6.3.1 本规程规定的十字板试验成果内容仅限于单孔十字板试验资料的整理与分析应用，凡涉及场区（地）内土的工程性质评价，应按国家及铁道部现行的有关规范要求执行。

6.3.2 单孔十字板剪切试验成果应统一集中绘制于一张成果图件中，并应包括下列主要内容（见本规程的附录 C）：

1 试验孔号、位置、孔口标高、制图和校核者及出图日期；

2 板头尺寸、板头常数、率定系数、地下水位；

3 试验点的十字板强度、重塑土强度、灵敏度及试验深度等数值表；

4 绘制十字板强度、重塑土强度及残余强度随深度 z 变化的分布曲线： σ_z-Z 、 σ'_z-Z 和 $\sigma_{rz}-Z$ 曲线。

5 对于钢环式十字板试验，尚应绘制土层代表性试验点的剪应力与十字板转角的关系曲线： $\tau-\theta$ 曲线。

6.3.3 十字板剪切试验记录表（表 B）作为原始数据资料，应存档备查。

6.4 成果应用

6.4.1 十字板强度 σ_z 作为地基土不排水抗剪强度用于工程设计时，应根据土层条件或地区性经验进行修正；当缺乏地区使用经验时，对于塑性指数 $I_p \geq 20$ 的软粘土，宜按下式取值：

$$\tau_u = 0.9\sigma_z \quad (6.4.1)$$

式中 τ_u 为不排水抗剪强度（kPa）。

6.4.2 十字板试验成果可作下列应用：

1 对于正常固结或轻度超固结粘土，当 $\sigma_z \sim Z$ 曲线呈线性递增规律时，可用以估算其固结不排水抗剪强度参数和超固结比。

2 当使用非常规十字板头（ $H/D \neq 2$ ）与本规程规定的常规十字板头（ $H/D = 2$ ）在同一层位并行试验时，可解得软粘土不排水抗剪强度的各向异性比。

3 根据土层不排水抗剪强度的平均值（ $\bar{\tau}_u$ ）可估算路堤填筑临界高度和基坑开挖时均质土坡的短期稳定高（深）度。

4 根据试验成果，可确定天然地基承载力和提供摩擦桩的极限摩阻力及极限端承力的计算参数。

5 利用十字板剪切试验，可以检验软基加固与改良效果、寻找和探查土质滑坡滑动面（带）位置、形态及强度性质。

6.4.3 有关上述成果应用时的具体计算方法，可见本规程的附录 D。

附录 A 传感器检测误差计算

A. 0. 1 传感器率定时的各项检测误差, 可参照图 A 据极差原理分别按下列各式计算;

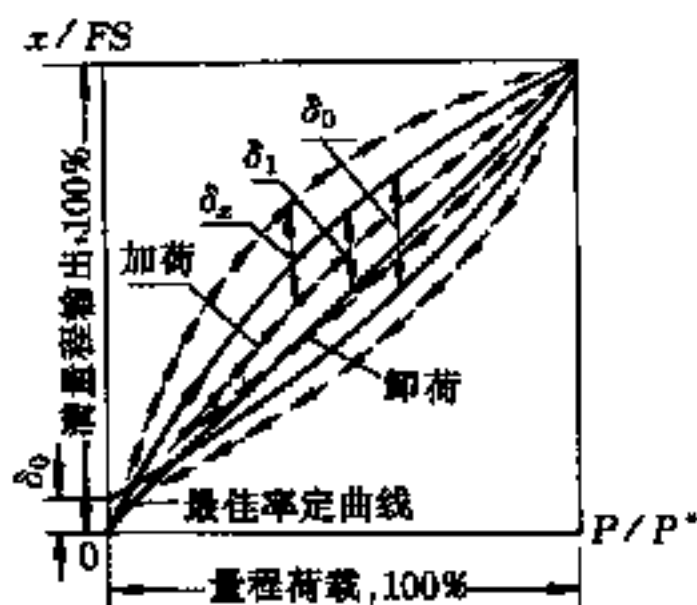


图 A 率定曲线及其误差

δ_1 : 非线性误差 δ_r : 重复性误差

δ_3 : 滞后误差 δ_0 : 归零误差

—— 加荷或卸荷平均线

--- 各次加荷或卸荷线

非线性误差;

$$\delta_1 = \frac{|x_i^{\pm} - \hat{x}_i|_{\max}}{FS} \times 100\% \quad (\text{A. 0. 1-1})$$

重复性误差;

$$\delta_r = \frac{(\Delta x_i^{\pm})_{\max}}{FS} \times 100\% \quad (\text{A. 0. 1-2})$$

滞后误差;

$$\delta_3 = \frac{|x_i^+ - x_i^-|_{\max}}{FS} \times 100\% \quad (\text{A. 0. 1-3})$$

归零误差;

$$\delta_0 = \frac{|x_0|}{FS} \times 100\% \quad (\text{A. 0. 1-4})$$

式中 x_i^{\pm} ——对应于第 i 级荷重 P_i 的各次 (重复) 加荷或卸荷时仪表的平均输出值;

\hat{x}_i ——最佳率定曲线上对应于 P_i 的仪表输出值;

(Δx_i^{\pm}) ——重复加荷或卸荷至第 i 级荷重 P_i 时, 仪表输出值的极差;

x_i^+ ——重复加荷至 P_i 时, 仪表的平均输出值;

x_i^- ——重复卸荷至 P_i 时, 仪表的平均输出值;

x_0 ——卸荷归零时，仪表的最大不归零输出值。

图中的 P^* 为额定荷重即满量程荷重， FS 为与 P^* 对应的仪表满量程输出值。

A. 0. 2 当传感器的各项检测误差符合本规程第 3. 2. 1 条第 1 款规定时，可认为该传感器满足精度要求。

A. 0. 3 开口钢环率定时的各项检测误差，可按第 A. 0. 1 条计算。

附录 B 十字板剪切试验记录表

孔

工程名称		仪器型号		原状土强度 s_u		(kPa)	
试验地点		传感器 (钢环) 号		重塑土强度 s'_u		(kPa)	
试验深度 (Z)		(m)		重敏度 $s_u = s_u / s'_u$			
孔口高程		(m)		残余强度 S_{ur}		(kPa)	
试验日期		地下水位		土名			
原状土剪切				重塑土剪切			
序数	转角 修正量 $\Delta\theta'$	修正角 θ'	仪读 ϵ_1, R	修正后 读数 $(\epsilon_1) ; (R)$	剪应力 τ (kPa)	序数	修正角 θ'
j						j	
仪表初读数				$\epsilon_a =$; $\epsilon'_a =$ $R_a =$; $R'_a =$			
读数计量单位				算式			
轴杆摩				$\Delta\theta_1 = \frac{7.2 \times 10^{-3} k(M_1)_1}{\pi^2 (d_1^4 - d_2^4)}$			
擦读数				$\Delta\theta_1 = \frac{7.2 \times 10^{-3} k(M_1)_1}{\pi^2 (d_1^4 - d_2^4)}$			

试验	记录	计算	校核
1. 测定			
2. 计算			
3. 校核			
4. 复核			
5. 审核			
6. 审批			
7. 签字			
8. 盖章			
9. 日期			
10. 备注			

附录C 十字板剪切试验成果图

Chart of Vane Shear Tests

编号	No
位置	Site
孔口标高	Elevation of bore hole

制图	Draftsman	
校核	Reviser	
日期	Date	

○ 集

试验号 ordinal i	土名 type of soil	深度 depth z (m)	高程 Elevation (m)	十字板强度 vane strength 原状土 S_u (kPa) 重塑土 S_u' (kPa)	灵敏度 sensitivity s_t	板头尺寸 vane dimensions, 高 $H=$ (mm), 宽 $D=$ (mm) 板头滑数 vane constant: $K=$ 率定系数 conversion factor, $C=$ 地下水位 ground water level

附录 D 十字板试验成果的应用计算

D.1 固结不排水抗剪强度参数和 超固结比的估算

D.1.1 对于软粘土,若 $s_u \sim Z$ 曲线呈线性递增趋势(如图 D.1.1),则可按下列方法估算土的固结不排水抗剪强度参数;

D.1.1.1 固结不排水剪内摩擦角 ϕ_{cu} 可按式估算;

$$\tan \phi_{cu} = 3s_u / [(1 + 2K_0) \sigma'_v] \quad (D.1.1)$$

式中 s_u ——图 D.1.1 中 $s_u \sim z$ 回归直线上任意点处的十字板强度;

$K_0 = 1 - \sin (1.2\phi_{cu})$ 为土的静止侧压力系数;

$\sigma'_v = \bar{\gamma}(z - \Delta z)$ 为对应于 s_u 所在深度 Z 处土的有效自重压力的计算值;

$\bar{\gamma}$ ——土层的有效重度平均值;

ΔZ ——回归直线在 Z 轴上的截矩,应区分正负。

用上式计算 ϕ_{cu} 值时,可使用迭代法运算,以闭合差不大于 0.1° 即认为收敛。

D.1.1.2 土的固结不排水剪粘聚力 c_{cu} ,可取图 D.1.1 中回归直线交 s_u 轴的截矩 s_0 替代。

D.1.2 对于如图 D.1.1 一类 $s_u \sim Z$ 关系曲线,可按下列方法判定土的应力历史;

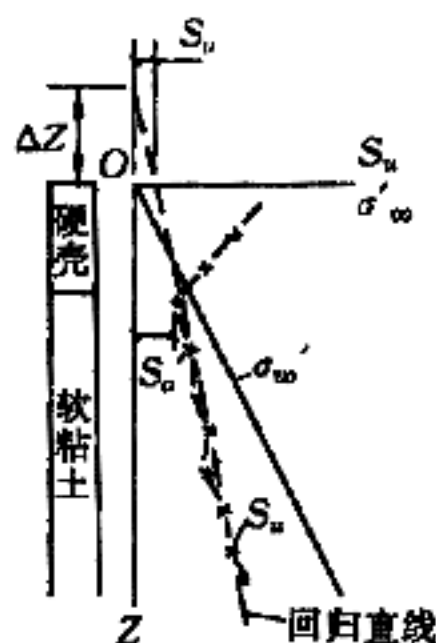
D.1.2.1 土的固结状态可据图中回归直线交纵轴的 ΔZ 之正、负予以区分; $\Delta Z > 0$ 时,为欠固结土; $\Delta Z = 0$ 时,为正常固结土; $\Delta Z < 0$ 时,为超固结土。

D.1.2.2 土的超固结比按下式估算;

$$R_{oc} = 22s_u \cdot (I_p)^n / \sigma_w \quad (D.1.2)$$

式中 R_{oc} ——超固结比;

σ_{eff} ——土的有效自重压力;其它符号同前。

图 D.1.1 ε_s 、 σ_m' ~ Z 曲线

D.2 土层强度各向异性比的判定

D.2.1 采用板宽为 D 、板高分别为 H 和 H^* 的常规十字板头和非常规十字板头，在土层同一层位进行试验，可测得相应的剪损矩 M 和 M^* 。

D.2.2 土的竖直面上和水平面上的十字板强度分别按下列公式计算:

竖直面上的 $s_{\infty} = 2(M - M^*) / [\pi D^2 (1 - \eta) \cdot H]$ (D. 2. 2-1)

水平面上 $s_{\text{sh}} = 6(M^* - \eta M) / [\pi D^3(1 - \eta)]$ (D. 2. 2-2)

式中 M ——常规十字板剪损扭矩；

M^* ——非常规十字板剪损扭矩；

$$\eta = H^*/H, \text{ 为板高比;}$$

试验时宜取 $\eta=0.5$, 即 $H^*=D$, 上二式可简化为:

竖直面上 $s_w = 2(M - M^*) / (\pi D^3)$ (D. 2. 2-3)

水平面上 $\delta_s = 12(M^* - 0.5M)/(\pi D^3)$ (D.2.2-4)

D. 2.3 土层强度各向异性比 R_s 可用下式确定:

$$R_i = s_{\text{ch}}/s_{\text{cr}} \quad (\text{D. 2.3})$$

D.3 地基稳定性评价

D. 3.1 无裂隙均质土坡的短期稳定性可用土坡的安全高度 H' 表征:

$$H' = N_s \cdot \bar{\tau}_s / (\gamma \cdot F_s) \quad (\text{D. 3. 1-1})$$

式中 N_s ——稳定因数，按表 D.3.1 取值；

 γ ——土坡的天然重度；

F_s ——安全系数，视土的灵敏度、工程环境及工程重要性酌取 1.2~1.5；

$\bar{\tau}_v$ ——从土坡水平顶面起算的最危险滑动圆弧下切深度 z_v 范围内不排水抗剪强度的平均值。

z_v 按式 (D. 3. 1-2) 计算；

$$z_v = n \cdot N_s \cdot \bar{\tau}_v / \gamma \quad (\text{D. 3. 1-2})$$

$n = z_v / H_v$ ，为切深比，按表 D. 3. 1 取值；

$H_v = N_s \cdot \bar{\tau}_v / \gamma$ ，为土坡的临界高度，其它符号同前。

在计算 H' 和 H_v 时，应使用迭代法运算。

均质土坡的稳定因数 N_s 和切深比 n 表 D. 3. 1

坡率 m	0	0.125	0.250	0.500	0.750	1.000	1.250	1.500	1.750	2.000	2.500
N_s	5.58	5.59	5.60	5.65	5.75	5.90	6.12	6.38	6.68	7.03	7.81
n	1.36	1.35	1.32	1.25	1.19	1.14	1.11	1.09	1.08	1.07	1.06

注： $m = \cot \beta$ ， β 为坡角；表内值可以线性内插。

D. 3. 2 在均质软土地基上，路堤的填筑临界高度 H_v 可按式 (D. 3. 2-1) 估算；

$$H_v = N_s \cdot \bar{\tau}_v / \gamma_v \quad (\text{D. 3. 2-1})$$

式中的 γ_v 为填土的重度，其它符号意义同前，但 $\bar{\tau}_v$ 的计值深度 z_v 应由下式确定；

$$z_v = 0.06 N_s (B' + m \cdot H_v) \quad (\text{D. 3. 2-2})$$

式中 z_v ——由天然地面起算的滑弧最大下切深度；

m ——路堤边坡坡率，见表 D. 3. 1 下的注；

B' ——路堤顶面计算宽度。当路堤实际顶宽 $B < B_w$ 时，取 $B' = B$ ；当 $B \geq B_w$ 时，取 $B' = B_w$ ；

B_w ——路堤顶面临界宽度，按下式估算；

$$B_w = (33.33 / N_s - m) \cdot H_v \quad (\text{D. 3. 2-3})$$

式中的 N_s 可根据坡率 m 参照表 D. 3. 1 取值。在确定上列 H_v 时，应使用迭代法计算，以闭合差不大于 0.02m 即认为收敛。

D. 3. 3 均质软粘土地基承载力可按下列公式确定；

$$[\sigma] = P_u / F_s + \sigma_{vo}' \quad (\text{D. 3. 3-1})$$

$$P_u = 5.14 \bar{\tau}_u \quad (\text{D. 3. 3-2})$$

式中 $[\sigma]$ ——地基容许承载力；

P_u ——条形基础埋深为零时的极限承载力；

$\bar{\tau}_u$ ——自基础底面起算在 $2B$ (B 为基础宽度) 深度范围内的不排水抗剪强度平均值；

F_s ——安全系数，视软土灵敏度及建筑物对变形的要求取 $1.5 \sim 2.5$ ；一般取 $F_s = 2.0$ ；

σ_{vo}' ——基础底面处土的有效自重压力。

D. 3. 4 预制桩及复打沉管灌注桩桩周土的单位极限摩阻力 f_s 可按下式估算；

$$f_s = \alpha \cdot \bar{\tau}_{ui} \quad (\text{D. 3. 4})$$

式中 α ——桩壁摩阻力折减系数，按表 D. 3. 4 取值；

$\bar{\tau}_{ui}$ ——桩端全断面以上第 i 层土的不排水抗剪强度平均值。

α 值

表 D. 3. 4

$\bar{\tau}_u$ 值域 (kPa)		<30	30~100
α	预制桩	1	1~0.5
	复打沉管灌注桩	0.9	0.9~0.4

D. 3. 5 预制桩及复打沉管灌注桩桩端土的极限承载力 q_v 可按下式估算；

$$q_v = N_v \cdot \bar{\tau}_v \quad (\text{D. 3. 5})$$

式中 N_v ——桩端承载力因数，按表 D. 3. 5 取值；

$\bar{\tau}_v$ ——桩端全断面处 τ_u 的平均值，应按下列要求计算；

当 $\bar{\tau}_{u1} < \bar{\tau}_{u2}$ 时， $\bar{\tau}_v = (\bar{\tau}_{u1} + \bar{\tau}_{u2}) / 2$ ；

当 $\bar{\tau}_{u1} \geq \bar{\tau}_{u2}$ 时， $\bar{\tau}_v = \bar{\tau}_{u2}$ 。

$\bar{\tau}_{u1}$ ——桩端全断面以上 $4d$ (d 为桩径) 范围内 τ_u 的平均值；

$\bar{\tau}_{u2}$ ——桩端全断面以下 $4d$ 范围内 τ_u 的平均值。

N_c 值 **表 D. 3. 5**

桩 径 $d(m)$		<0.5	$0.5\sim1.0$	>1.0
N_c	预制桩	9.0	7.0	6.0
	复打沉管灌注桩	7.2	5.6	5.0

D. 3. 6 水泥粉体喷搅桩单桩极限承载力计算参数,在无实测试桩数据时,宜以复打沉管灌注桩的 f_r 和 q_r 值乘以 0.9 折减使用。

附录 E 本规程用词说明

执行本规程条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

E. 0. 1 表示很严格，非这样做不可的用词；

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

E. 0. 2 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词；

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

E. 0. 3 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词；

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

附加说明

本规程主编单位和主要起草人名单

主编单位：铁道部第四勘测设计院

主要起草人：谢树彬 朱梅生 杜文山

在执行本规程过程中，如发现需要修改和补充之处，请将意见及有关资料寄交铁道部第四勘测设计院（武汉市武昌杨园，邮政编码 430063），并抄送铁道部建设司标准科情所（北京市朝阳门外大街 227 号，邮政编码 100020），供今后修订时参考。

《铁路工程地基土十字板剪切试验规程》

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

1.0.1 十字板剪切仪为瑞典奥尔森 (J. Olsson, 1919) 所发明。以后在工程实践中不断得到改进，直至 1948 年由卡尔逊 (L. Carlsson) 提出卡德林 (Cadling) 十字板后，VST 在国际上得到公认、推广与基本定型。我国始用于 1954 年，铁路系统于 1958 年首先用于宁波地区软粘土地基的强度测试中，但一直未将这一试验技术的要求统一，故制订本规程。

本规程定义软粘土为十字板强度 $s_u \leq 28\text{kPa}$ 、灵敏度 $s_u \leq 10$ 和固结系数 $c_v \leq 3 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ 的均质饱和粘土。VST 系以快剪方式测定土的强度，可直接提供 $\phi=0$ 分析法的设计参数。因而一般认为该试验方法最适用于软粘土。国外也有将其用于冰碛粘土、超固结粘土、粉土、泥炭等地层，争议颇多，特别在非饱和土及强渗水性土的应用上。所以本规程的适用土层，仍以软粘土为主，适当扩大至塑性指数 $I_p \geq 10$ 的砂粘土和软塑状态的粘土。

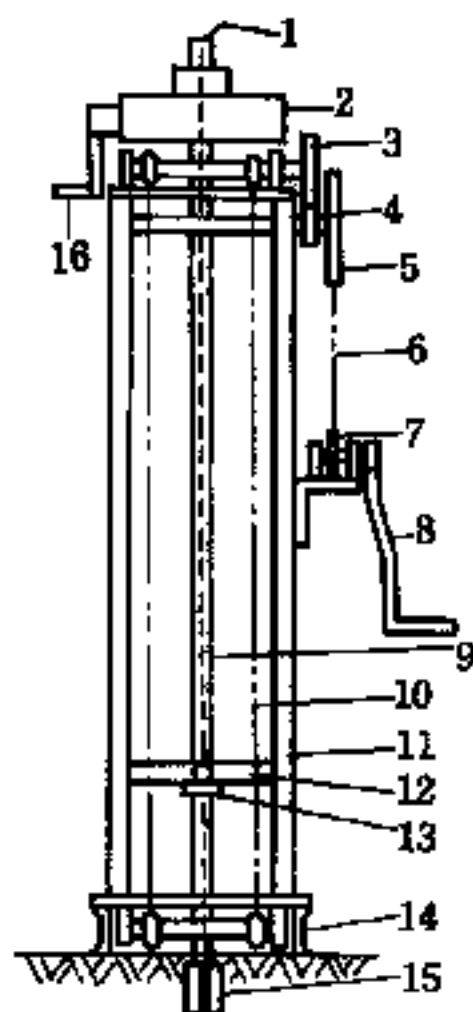
国外为探求地基基床系数，解答长桩负荷后的挠曲问题，曾使用 VST 深达 40m (奥尔森, 1919)。考虑到探杆接长后的竖直偏差对试验成果的影响，本规程对试验深度作了适当限制。即对电测式十字板而言，在一孔试验过程中，一般是陆续贯入地基中，绝少有拔出地面清洗十字板头轴心部位及传感器护套间隙中“泥楔”的作法，以致电测式十字板试验结果常较钢环式十字板试验结果为小，而且探杆直径较小，易于产生弯曲或偏斜；对钢环式十字板而言，由于有套管护壁和导轮定向，可以加大试验深度。

1.0.3 所谓电测式十字板，系指在与十字板头相连接的轴杆上

端，加接电阻式扭力传感器，藉以将地基上的抵抗扭矩转变为电信号输出，测定土的十字板强度 s_u 。而钢环式十字板则通过开口钢环的弹性变形量换算出土的 s_u 值。

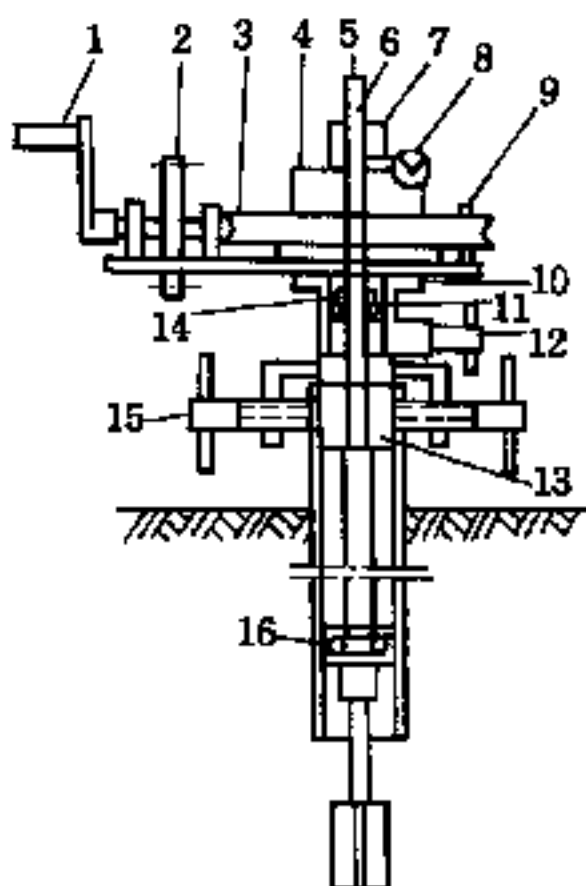
1.0.4 本规程所指国家现行有关标准主要是《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)、《铁路桥涵设计规范》(TBJ2-85)及《铁路工程地质技术规范》(TBJ12-85)。

3.1.1 电测式十字板剪切仪及钢环式剪切仪各部构造如下图，供现场操作时参考。



说明图 3.1.1—1 电测式十字板
剪切仪示意图

- 1—电缆 2—扭力装置 3—大齿轮
4—小齿轮 5—大齿轮 6—链条
7—小链轮 8—给进摇把 9—探杆
10—链条 11—支架 12—山形板
13—卡块 14—槽钢 15—十字板
16—手柄



说明图 3.1.1—2 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—固定夹 8—量表
9—支座 10—压圈 11—平衡弹子盘
12—锁紧轴 13—底座 14—固定套
15—制紧轴 16—导轮

3.2.1~3.2.2 传感器和记录仪如达到条文规定的技术要求，则

可望由零漂造成的试验误差被控制在 $1\%FS$ 以内。所谓零漂是指传感器在零输入状态下,仪表输出值随时间和温度的零位漂移。故零漂可分为时漂和温漂两种;在恒温条件和零输入状态下,在规定的时段内,仪表对传感器零输出值的变化大小,谓之时漂;在零输入状态下,传感器零输出值随温度变化而变化,称为温漂。传感器其它各项检测误差参见《铁道部静力触探技术规则》(TBJ37-93)有关说明。

3.2.3 探杆夹持器的夹持能力必须克服土对探杆表面的摩擦阻力及对十字板头的抵抗力矩,否则便达不到试验目的。特别是电测式十字板常需很大的夹持力。

3.2.4 目前在机械式十字板剪切仪中,开口钢环在施加力偶时不产生附加推力,故广为采用。

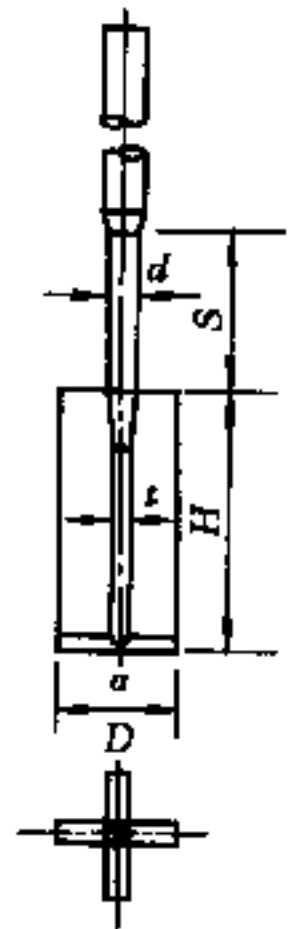
3.3.1 十字板头的形状、尺寸,直接影响试验结果,本规程采用目前国内外普遍认可的规格,其形状如说明图 3.3.1 所示。

瑞典的试验资料表明,高宽比 H/D 为 1.25、2.25、3.75 时,强度接近;南京水利科学研究所通过 73 组对比试验,亦得到 H/D 为 1.3、1.6、2.0 时强度差别不大的结论。故普遍采用 $H/D=2$,称之为常规十字板头。

面积比 A_s 过大,表明轴杆太粗或翼板过厚,无疑对地基土的扰动便大。翼板厚度 t 与试验时所需抗扭刚度是一对矛盾统一体,本规程以 $A_s \leq 14\%$ 为控制指标,并与水电部有关标准取得一致。

从塑性力学分析,翼板数目不会明显影响试验结果。已曾试用过 2 片(一字形)、6 片及 8 片的板头,但经瑞典等国比较,最后仍推荐用 4 片为宜,此即“十字板”之由来。

翼板形状,曾试用过菱形(钻石型)、球形或半球形的,以探

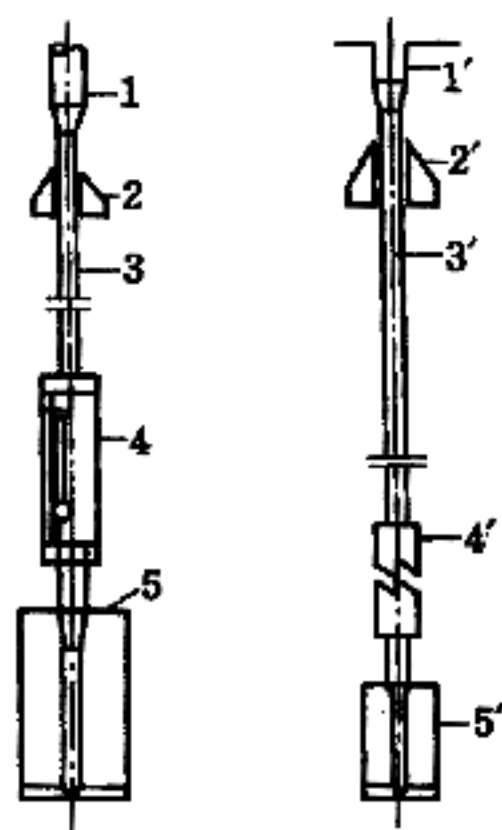


说明图 3.3.1 十字板头形状

求土层的各向异性特点,已属非常规试验,本规程未纳入。

3.3.2 整体铸造十字板头,可得到最大的抗扭刚度;使用不锈钢材料,可维持所规定的表面粗糙度。在总体上增加十字板的使用寿命。

3.3.3 钢环式十字板头的离合器分牙嵌式和离合式两种,其连接形式概如说明图 3.3.3 所示。



说明图 3.3.3 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

3.4.1 钻杆若不平直,则在试验过程中,十字板头除绕自身轴线转动还会绕扭力装置或探杆上的某一点“公转”,致试验结果失真。特别是电测式十字板,无导轮装置,由于这种“公转”产生对扭力传感器的附加弯矩,有时很大。要求钢环式十字板每隔一定间距安设导轮,出于同一道理。

扭力传感器与静力触探探头的拉(压)力传感器在结构受力上有诸多共性,条文对探杆弯曲度要求承袭了静力触探对探杆的要求。

3.4.2 拧紧探杆是保持探杆在试验孔全长范围内平直度的有效措施之一。对圆柱形螺纹接头而言,还可将接头丝扣根部承受的扭力转化为单纯受拉、丝扣受剪及肩部受压,有利于延长接头使用寿命和防止扭断探杆接头的事故发生。

4.1.1 在我国,季节性气温对地温的影响深度大约 2~3m;在软粘土分布地区和十字板试验深度范围内,地温多保持在 8℃~10℃左右。故维持室温率定标准,可使率定系数在 0~40℃范围内得到有效控制。

4.1.2 国内扭力传感器多采用电阻应变式,常因弹性元件存在残

余应力、应变片与粘贴材料间的老化处理不好而易蠕变等，使率定系数会随时间发生变化。本条规定无论是否使用过，当传感器率定期满三个月后，应重新率定。开口钢环出厂前，一般已经过检验，性能较稳定，故将有效期适当放宽。

4.1.4 传感器和钢环的率定系数与所使用的仪表有关，同型号仪表在性能、灵敏度等方面也存在一定差异，故条文要求传感器和钢环与实际用于现场试验的仪表一道参加率定。

4.2.1 扭力传感器的率定是通过率定架对其两端施加扭力矩而实施的，必须保证沿传感器轴线的同心度。如在锁定支座时，仪表示值出现附加漂移，说明传感器承受了不应有的弯曲应力，必须予以消除。这种附加漂移现象，还可用来判定电测十字板头在贯入时试验孔是否发生偏斜。

由于传感器上的应变片在粘贴时，难于保证绝对的轴对称条件，兼之其弹性元件的机加工精度总是有限的，还有应变片阻值和粘贴工艺的非理想化等，致传感器在不同方位条件下，受同一扭矩而出现不同的仪表示值。应多方位进行率定，以求得其平均意义上的率定系数。

4.2.3 十字板强度的测定是藉传感器的弹性应变变量实现的，即应满足式 (4.2.3-1) 的弹性条件。

任何力传感器受力时，其应力-应变关系并非总是绝对服从胡克定律。率定得到的一组数据 (e_i, M_i) ，可用回归直线拟合：

$$M = \xi \cdot e + \alpha \quad (\text{说明 } 4.2.3-1)$$

其离差平方和为 $Q = \sum (M_i - M)^2 = \sum (M_i - \xi \cdot e - \alpha)^2$
(说明 4.2.3-2)

当 $Q = Q_{\min}$ 时，式 (说明 4.2.3-1) 便与观测值 (e_i, M_i) 达最佳拟合。据函数极值原理，

令 $\frac{\partial Q}{\partial \xi} = 0$ 和 $\frac{\partial Q}{\partial \alpha} = 0$

解得 $\xi = [\sum (e_i \cdot M_i) - \alpha \sum e_i] / \sum (e_i)^2$

给定约束条件 $\alpha = 0$ ，即成条文中的式 (4.2.3-2)。本规则规定，以

此法确定的直线式(4.2.3-1)为“最佳率定曲线”。不言而喻,该式的适用前提是 $|a| \leq 1\%FS$ 。

4.3.1 开口钢环与传感器率定原理相同,仅仪表互异。

4.3.3 开口钢环出厂前一般经过严格的检验,凡合格产品均能达到相应的精度等级,故可认为它是理想弹性体。于是可利用等、合比定律以简化率定系数的计算,此即是钢环率定的惯例,也是可以接受的计算方法。

5.1.1 地基强度特别是受力层范围内软弱夹层的强度,是地基稳定性的控制因素。地基土通常具有成层性,**VST**的对象主要是软弱粘性土。为使试验有针对性和代表性,事先掌握场区地层剖面,可收既好又省双重效果;而静力触探(**CPT**)在土层层位划分和判明土层均匀性方面的优势是其它探测手段所不及的。

VST属直接性强度试验,特别在那些难于取样的高灵敏、高含水量粘土中,**VST**几乎是取得灵敏度数据的唯一手段。但将**VST**和**CPT**合用于同一场区勘察可获得最佳效果这一点,往往易为人们所忽视。加拿大《岩土工程手册》(第二版)却强调了此二者之间的互补性,无疑表明了**CPT**的间接性、高重现性与**VST**的直接性、离散性彼此可以得到有效补偿。兼因**CPT**本身的高效、低耗和连续测试等特点,故推荐以**CPT**配合**VST**及其它勘探手段于工程勘察之中。

5.1.5 当十字板插入饱和软粘土乃至粉土时,将使十字板周围土体产生超孔隙压力,此时的土强度因触变而有所降低;随超孔压的消散,土强度逐渐恢复和增长(**Flaate,1966;Aas,1965**)。为使强度试验数据有可比性,有必要统一规定一个延迟(静置)时间标准。在尚无系统性的试验研究资料的情况下,本条文参考了国外学者的意见,暂定静置时间为2~5min。

5.1.6 除个别地区(点)而外,我国各地软土的灵敏度多在7以下,且同一场地、同一层位的灵敏度变化不大。过多的重塑试验既不经济,也不必要。

5.1.7 土的不排水强度与剪切速率有关,为避免因人而异的速率

误差影响,旋转手柄应由技术熟练的专人操作。

5.2.4~5.2.9 电阻应变式传感器有一定热敏性,特别当桥臂阻值有较大差异时更为明显。应让其在与地温取得热平衡后试验,才能取得可靠的 ε_x 值。

试验前要拧紧探杆,是为取得有参考价值的 $M \sim \theta$ 数据。探杆接长与拧紧须在未达试验深度之前进行,可避免扰动试验点土层;在拧紧探杆夹持器时,也应注意这一点。

软粘土在不排水条件下,具有应变软化特性,过峰值后,剪应力随转角 θ 的继续加大而降低,直至出现稳定的强度值即残余强度 ε_{res} 。这里所谓 ε_{res} 属大应变条件下的最终强度,其排水条件并不十分明确,但在评价地基的长期稳定性时,是一个有用的参数。试验表明, ε_{res} 与应力历史无关。此外,尚需指出以下几点:

1. 以 $1^\circ/10\text{s}$ 的速率扭转,土的排水条件与实际工程中剪损面上的排水条件是否一致、不同渗透性的土在同一剪切速率下其排水性状有否明显差别,都需进一步研究(朱小林,1986)。前者属 ε_x 的修正问题,后者既是本规程适用土层的规定依据,也是本项试验技术有待解决的课题之一。

2. 本规程提出快速旋转探杆 6 圈后进行重塑试验,是出于对电缆的保护需要。卡德林(即卡尔逊,1928)则认为至少要旋转 20 圈。由此可知,本规程所得灵敏度 ε_x 可能偏低,即 ε_x' 可能偏大。但经国内一些部门的对比试验结果指出,转 3~6 圈与转 25 圈后,所得 ε_x' 对 ε_x 影响不大,故本规程为提高试验工效提出只转 6 圈的规定,并与水利电力部门的规定取得一致。

3. 铁道部第四勘测设计院在萧甬、广珠等线的实践表明,在深度 1m 以下,各试验点的仪表初读数,不一定是温度效应引起的,在很多情况下,更可能是上一个试验点的残余应力未充分解除所造成。故从第 2 个试验点开始,仪表可不再调零,但需记下初读数,经与整个场地 VST 及 CPT 测试数据对比分析之后,酌定试验结果。

5.3.2~5.3.3 钢环式十字板试验要求跟管钻进,在于尽可能保

持地基土的原位 K_0 状态。限制套管下置深度,既可防止缩颈、塌孔,保证清孔顺利,还可使试验点处的土层少受扰动影响。清孔后,孔底至试验点之间的距离,称为插入深度(Δz_v)。伏斯列夫(Hvorslev,1949)认为,应使 $\Delta z_v \geq 3d$ (d 为钻孔直径),挪威岩土工程学会(NGI)认为应保证 $\Delta z_v \geq 6d$;我国多采用 $\Delta z_v \approx 50\text{cm}$,可达到在均质土中每延米能作两次试验的目的。

钢环式十字板强度测定中,包含了轴杆与土、导轮与管壁的摩擦在内,故应进行摩擦力测定。限制孔底残土厚度,可减少土对轴杆的摩擦(或粘着)力。

6.1.1 随着试验深度加大,土对探杆的摩擦阻力也加大,当传感器在 2m 深度以下与地温取得热平衡之后,可认为在有限深度范围内地温对传感器造成的温漂很小,仪表的初读数系由上一个试验点残余的剪应力引起的,此时仪表所测得的初读数 e_0 或 e_0' 视为零而不再对实测值 e_f (或 e_f')、 e_r 进行修正;若经对整个场地的 VST、CPT 及钻探试验资料进行综合分析,认为 e_0 或 e_0' 值系由地温引起,则应对实测值进行修正。但应注意,此时的 e_0 或 e_0' 不一定就为正值,也可为负值。

6.1.2~6.1.3 软粘土灵敏度 s_u 最初是以室内无侧限抗压强度之比为定义的(太沙基,1944),并沿用至今。但对难于取样的软土,VST 对取得 s_u 数据无疑是一种创新。

需要指出的是,重塑土强度和残余强度在概念上有所差别。在含水量不变的条件下重塑,意味着土的原生结构的彻底破坏和物质组分的匀化,然后土颗粒沿剪切面产生定向排列。残余强度是土块(体)沿剪切面的大应变强度,在剪切面(带)上土颗粒虽产生定向排列,但剪切面以外土体的结构破坏不彻底。此外,实践表明,十字板转角 θ_j 在远未达 90° 时, s_{ur} 便早已出现,说明十字板转动所造成的剪切面轨迹未连成一周土强度便达最终值。因而,在数值上讲, s_{ur} 与 s_u' 既相近又不等(参见说明图 6.1.2)。如能取得 s_{ur} 与 s_u' 间的地区性经验换算关系,则用 s_{ur} 替代 s_u' 以确定 s_u 可收事半功倍之效。

6.2.2 十字板试验时,剪应力 τ 与扭矩 M 的关系为:

$$\tau = K \cdot M$$

(说明 6.2.2-1)

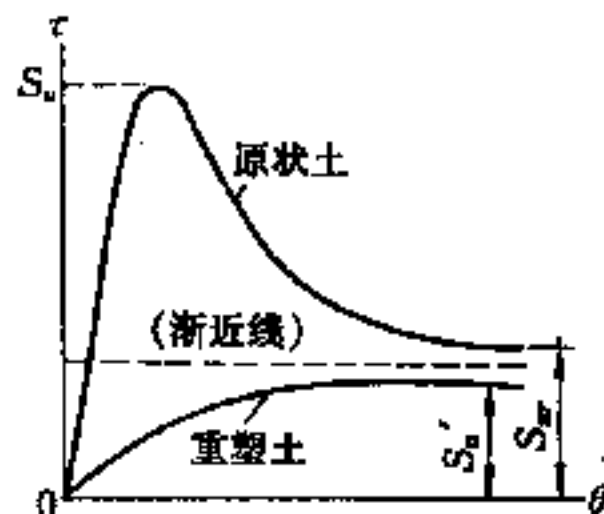
式中的 K 是与十字板头形状、尺寸及圆柱体表面剪应力分布特点(假定)有关的板头常数。若假定分布在圆柱面上的剪应力是均匀的,而圆柱体上、下端面上的剪应力分布分别为说明图 6.2.2 所示的三种形式,则 K 值分别由下列公式确定:

均匀分布 $K = 2 / [\pi D^2 (H + D/3)]$ (说明 6.2.2-2)

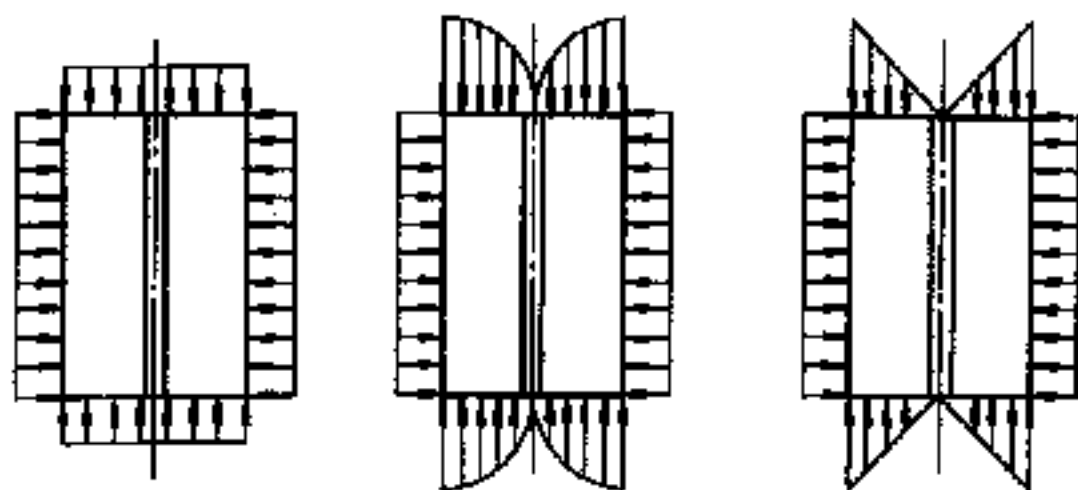
抛物线分布 $K = 2 / [\pi D^2 (H + 2D/7)]$ (说明 6.2.2-3)

三角形分布 $K = 2 / [\pi D^2 (H + D/4)]$ (说明 6.2.2-4)

比较上三式可知,这种分布上的差别对 K 值造成的偏差最大约为 4%,故本规程取均匀分布假定以策安全,称为常规分析法。这里已规定 $H/D = 2$,即式(说明 6.2.2-2)变成 $K = 6 / (7\pi D^3)$ 。



说明图 6.1.2 $\tau \sim \theta$ 曲线



(a) 均匀分布 (b) 抛物线分布 (c) 三角形分布

(a) 均匀分布 (b) 抛物线分布 (c) 三角形分布

说明图 6.2.2 剪应力分布假定

6.2.4 试验中测得的转角 j° 包含了探杆、导杆和轴杆的扭转变形,故十字板头在土中的实际转角 $\theta_j > j^\circ$ 。由于导轮对轴杆、探杆

的约束,以及探杆与导杆、轴杆、探杆接头在横截面积上的差别,致在整个试验深度范围内,杆件的扭转变形实际上是超静定的。为简化分析,本条文将其作为静定问题处理,并认为由此带来的计算误差是允许的,且一般是偏于安全方面。

电测式十字板在试验中,由于沿整个探杆作用的摩擦力是未知的,故不能求得修正量 $\Delta\theta_j$ 。如果在扭力装置中加设施测总扭矩的传感器,并对探杆表面摩擦力分布作出适当假定,亦可估得 $\Delta\theta_j$ 值,但已属设备改进问题。

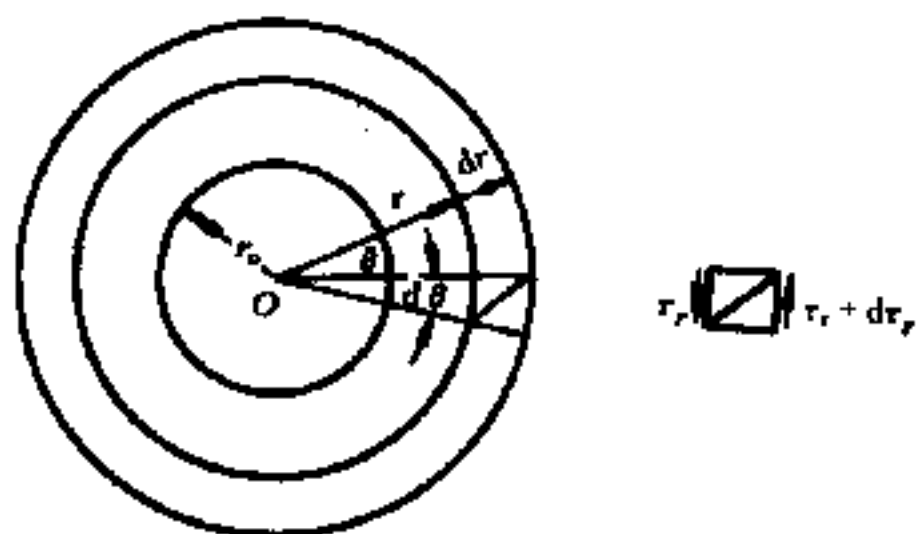
6.3.1 对单孔试验资料的整理是十字板试验的一项重要工作,其分析成果属岩土工程勘察与分析的基础性资料;而场区及场地土的工程性质评价,是工程地质及岩土工程勘察的任务。

6.3.2 曲线 σ_r-z 、 $\sigma_\theta-z$ 和 $\sigma_\tau-z$,能较详细地给出土层强度剖面,是进行地基工程分析的基本图件之一。

绘制曲线 $\tau-\theta$ (说明图 6.1.2),对了解地基土的刚度特性,有重要参考价值。现说明如下:

若假定板高 $H \rightarrow \infty$,那么下面的分析结果对靠近十字板圆柱面 $H/2$ 处的土质点的受力解释将近似成立。

在 τ 为均布的前提下,距旋转中心 O 为 r 的微分土体,仅受到 τ_r 和 $\tau_r + d\tau_r$ 作用 (说明图 6.3.2)。



说明图 6.3.2 圆柱面周围的剪应力及剪应变

由力矩平衡原理有

$$\theta \cdot \tau_r \cdot r^2 = (\tau_r + d\tau_r)(r + dr)^2 \cdot \theta$$

约简并略去高阶小量, 得如下平衡式:

$$\tau_r = \tau_o \cdot r_o^2 / r^2 \quad (\text{说明 } 6.3.2-1)$$

式中 τ_r ——向径 r 处的剪应力;

τ_o ——十字板圆柱面上的剪应力;

r_o ——十字板圆柱半径, $r_o = D/2$;

r ——向径。

在初始(小)应变条件下, 可视土为弹性体, 即满足剪切胡克定律:

$$\tau = G_s \cdot \gamma$$

式中的 G_s 为土的不排水剪切模量, γ 为剪应变。将上式代入(说明 6.3.2-1)并约去 G_s , 得

$$\gamma = \gamma_o \cdot r_o^2 / r^2 \quad (\text{说明 } 6.3.2-2)$$

式中 γ_o 为 r_o 处的剪应变, 其它符号同前。

在剪切过程中, 剪切带内每一质点都在相对转动, 其转动量可用环绕中心 O 的转角 $\theta(r)$ 表示。在 $r + dr$ 处, 土质点位移为 $(r + dr) \cdot d\theta$, 故在 r 处的剪应变为

$$\gamma = [(r + dr)\theta - (r + dr)(\theta + d\theta)] / dr \approx -rd\theta/dr$$

将此式代入(说明 6.3.2-2), 得

$$d\theta = -\gamma_o \cdot r_o^2 dr / r^3$$

对上式两边积分, 有

$$\theta = 0.5 (r_o/r)^2 \cdot \gamma_o + C$$

因 $r \rightarrow \infty$ 时, $\theta = 0$, 故知积分常数 $C = 0$, 于是

$$\theta = 0.5 \gamma_o (r_o/r)^2 \quad (\text{说明 } 6.3.2-3)$$

及 $\theta_o = 0.5 \gamma_o \quad (\text{说明 } 6.3.2-4)$

终得 $G_s = \tau_o / \gamma_o = 0.5 \tau_o / \theta_o \quad (\text{说明 } 6.3.2-5)$

式中的 θ_o 为对应于 r_o 的转角, 二者均可从 VST 中获得。这便是 G_s 的理论分析式(上限值)。

至于圆柱体端面上的剪应力，其分布实际上是不均匀的。若假定它服从说明图 6.2.2 (c) 中的三角形分布（等直圆杆扭转），则中心剪应力为零，边缘剪应力最大为 τ_0 ，故平均剪应力 $\tau_v = 0.5\tau_0$ 。当土为各向同性均质体时，端面和柱面的 G_v 相同，是以可得到在相同转角下，端面平均剪应变 $\gamma_v = 0.5\gamma_0$ 的结论。

实践表明用（说明 6.3.2-5）估算的 G_v 常较实际值偏小，可能因十字板插入时，对其所代表的圆柱体而言，意味着有 10% 以上的体积压缩量被圆柱体周围土体所吸收。在不排水条件下，由十字板挤压引起的畸变和瞬间压缩将波及一个较大范围，特别对高灵敏土，将明显降低它的刚度。因此该式应改写为下式：

$$G_v = 0.5\alpha \cdot \tau_0 / \theta_0 \quad (\text{说明 6.3.2-6})$$

式中的经验系数 α 与地区土性有关，需通过对比试验特别是工程反演分析确定。一般情况下可取 $\alpha = 1.44$ 估计。

6.4.1 十字板的剪切速率较之地基在建筑荷重下的剪应变速率要快得多，而土的强度随应变速率增加而增大， I_p 越高强度增大越明显。比杰伦 (Bjerrem, 1973) 针对世界各地 14 处软土路堤破坏实例得到下图所示修正曲线，并为世人所公认。上海地区的经验表明，修正系数 μ 与 I_p 存在如下统计关系（朱小林，1995）：

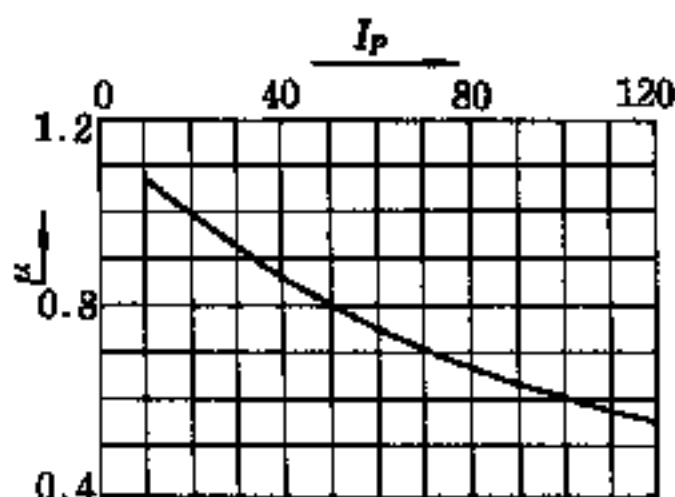
$$\text{对各向异性} \quad \mu \approx 1.06 - 0.035 \sqrt{I_p} \quad (\text{说明 6.4.1-1})$$

$$\text{对各向同性} \quad \mu \approx 1.05 - 0.045 \sqrt{I_p} \quad (\text{说明 6.4.1-2})$$

考虑到国内软粘土的 I_p 值多在 30 以内，利用上图修正 μ 值的意义不大，为与《静力触探技术规则》(TBJ37-93) 取值标准保持一致，本条文统一取修正系数 $\mu = 0.9$ 。

6.4.2 十字板能在原位给出一个平均意义上的地基不排水抗剪强度 (Bozozuk, 1977)。所谓“平均强度”，在此主要指十字板剪切时，剪切面上各点的峰值强度发挥是不同步的，在某一时刻，它们可能分别处在峰前、峰值、峰后三个阶段，而且是渐进性的。因此，只可能测定出小于峰值但更大于残余值的某一平均值。

地基中的基础（如矩形基础），有如一块平卧的十字翼板，迫使地基内的滑动面逐渐形成（塑性开展），也存在类似的发展规律和“平均强度”问题（刘祖德，1983）。因而在一定土质条件下，可用十字板强度计算建筑地基承载力。显然，也可用来估算摩擦桩的极限端承力、侧壁摩阻力，评价粘土



说明图 6.4.1 强度修正系数 μ

边坡的短期稳定性、路堤的填筑临界高度，检验地基改良效果；还可利用 **VST** 寻找土质滑坡面位置，无须作出滑动面假定，为工程反演分析提供可靠依据。

D. 1.1 自然沉积层在自重压力和各种自然营力作用下，均表现出不同程度的固结。对正常固结（*NC*）或超固结（*OC*）粘土，在自重压力下业已完成了固结过程（ K_u 固结）。在这个意义上讲， s_u 应属 K_u 固结不排水（ K_uCU ）抗剪强度；而习惯上常称 s_u 为不排水抗剪强度，却很少引起公议。

十字板在剪切过程中，主应力轴不断转动（魏汝龙，1994），且排水条件和应力条件均不明确，故其应力路径不甚清楚。说明图 **D. 1.1** 中的 *A* 点代表地基中一点的原位应力条件，如假定软粘土是均质、各向同性的，且在十字板圆柱体表面上剪应力分布均匀并属不排水的，那么最大剪应力及剪切面上的总应力路径，可假定为图中的 \overline{AB} 和 \overline{CD} （这里已假定主应力增量 $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ ）。

如果认为 s_u 为固结不排水抗剪强度 τ_{cu} ，即 $s_u = \tau_{cu}$ 。依库伦定律：

$$\tau_{cu} = c_{cu} + \sigma_s \tan \phi_{cu}$$

上式对于 *NC* 粘土， $c_{cu} = 0$ ；对 *OC* 粘土， $c_{cu} > 0$ 。

以 *NC* 粘土为例，由上式知

$$\tan \phi_{cu} = \tau_{cu} / \sigma_s = s_u / \sigma_s$$

面处的 s_v' 来替代 C_w 值将更为合理。本规则从安全角度出发,推荐采用 s_v 值。

上述估算值经与若干地区土的室内试验值比较发现,对于正常固结和轻微超固结粘土,估算的 ϕ_w 值常较固结快剪值低 $1^\circ \sim 2^\circ$, s_v 可低达 C_w 的一半;与 K_o 的 CU 三轴试验结果相比时小、时大,但差值一般不大且多偏于安全方面。

此外,对于正常固结和轻微超固结粘土, K_o 用雅基 (Jaky, 1944) 的半经验公式

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

可近似估得。但 ϕ 为有效内摩擦角,比 ϕ_w 为大。若令 $\phi = b \cdot \phi_w$, 则上式可表为

$$K_o = 1 - \sin(b \cdot \phi_w) \quad (\text{说明 D. 1. 1-3})$$

根据室内试验结果统计来看, b 值一般在 $1.2 \sim 2.0$ 之间,随土的塑性指数 I_p 、液性指数 I_L 减小及 R_w 的增大而减小,本规程取下限值 (1.2),系出于安全目的。

D. 1. 2 根据极限状态土力学 (Wroth, 1984、Mayne, 1980) 和“应力史及土的归一化性状分析法” (Ladd 等, 1977), 土的不排水抗剪强度可用固结压力归一:

$$s_v/\sigma_{vo}' = (s_v/\sigma_{vo}') \cdot R_w^A \quad (\text{说明 D. 1. 2-1})$$

式中 σ_{vo}' —— NC 状态下土的有效覆盖压力;

A ——与土性有关的经验指数,其它符号意义同前。

如果 $s_v \sim z$ 曲线可用直线拟合,则 s_v/σ_{vo}' 为常数,上式可表示为:

$$R_w = \alpha \cdot (s_v/\sigma_{vo}')^{1/A} \quad (\text{说明 D. 1. 2-2})$$

系数 α 与土性及 A 有关。梅恩 (Mayne, 1988) 等人经对 263 组试验数据的统计与分析,推荐 $A=1$

和

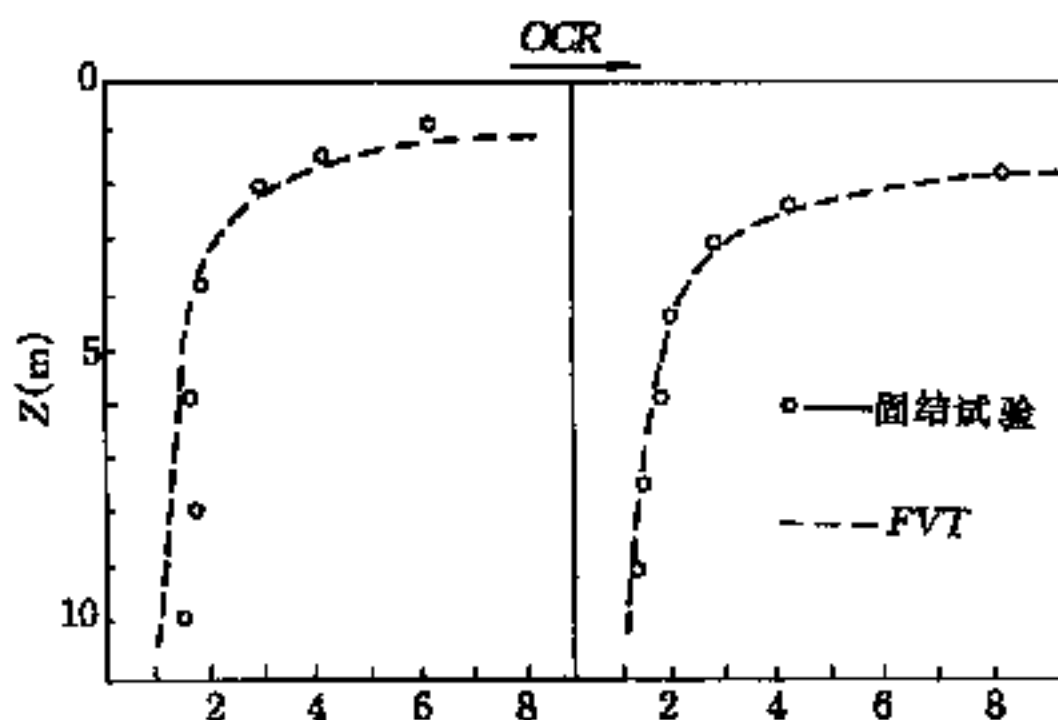
$$R_w = \alpha_{FV} \cdot (s_v/\sigma_{vo}')$$

$$\sigma_{FV} = 22(I_p)^{-0.48}$$

即 $R_w = 22(I_p)^{-0.48} \cdot s_v/\sigma_{vo}'$ (说明 D. 1. 2-3)

这就是式 (D. 1. 2) 的具体表达。脚标 FV 意指该式仅适用于 VST 。

梅恩将该式的计算结果与室内固结试验结果进行了比较,二者相当吻合(见说明图 D. 1. 2)。



说明图 D. 1. 2 R_{∞} 测试值的比较

D. 2. 1~D. 2. 2 设作用于圆柱体上、下端面和侧面的剪应力(强度)分别为 τ_k 和 τ_s , 应力分布均匀, 则土体被剪损时, 作用在两端面的扭矩之和为 $M_k = \pi D^3 \cdot \tau_k / 6$, 作用于侧面的扭矩为 $M_s = \pi D^2 \cdot H \cdot \tau_s / 2$, 故总扭矩为:

$$M = M_k + M_s = \pi D^2 (D \cdot \tau_k + 3H \cdot \tau_s) / 6$$

(说明 D. 2. 1)

当使用 D 相同而 H 不同的十字板在同一土层层位试验时, 可依上式解得式 (D. 2. 2-1) 和式 (D. 2. 2-2)。

必须指出, 当十字板强度 τ_k 随深度变化较大时, 各向异性试验应在同一高程、两孔水平间距为 1~2m 的范围内进行; 当 τ_k 随 z 变化不大或存在良好的线性递增规律时, 各向异性试验可在同一孔中进行, 两次试验的深度间隔宜控制在 0.5m 左右。此即条文中“同一层位”的用词涵义。

D. 3. 1 图 D. 3. 1 表示无裂隙均质土坡在滑动圆弧上处于平衡状态时的受力情况。

为便于分析, 将滑弧以上土体用虚线分割成弓形 EF 和

$$\tau = \frac{\gamma h}{4\omega} (\sin^2 \omega + \sin^2 \alpha) - \frac{\gamma h}{3\omega} (B+1) \cdot \sin^2 \omega \cdot \sin^2 \alpha$$

(说明 D. 3. 1-1)

$$\text{式中 } B = \cot^2 \beta - \frac{3a}{h} \cot \beta + \frac{3a^2}{h^2}$$

式中的符号意义详见说明图 D. 3. 1。

上式中，剪应力 τ 达最大值 τ_x 时， $h \rightarrow H_x$ ，故可视 $h = h(\tau, a, \omega, \alpha, \beta, \gamma)$ 。今设 γ 为常数， $\tau, a, \omega, \alpha, \beta$ 为独立变量，则式中 h 的驻值条件为：

$$\frac{\partial h}{\partial \tau} = 0; \quad \frac{\partial h}{\partial a} = 0; \quad \frac{\partial h}{\partial \omega} = 0; \quad \frac{\partial h}{\partial \alpha} = 0; \quad \frac{\partial h}{\partial \beta} = 0 \quad (\text{A})$$

为此，构造函数：

$$f = 12\omega\tau - \gamma h [3(\sin^2 \omega + \sin^2 \alpha) - 4(B+1) \cdot \sin^2 \omega \cdot \sin^2 \alpha] \quad (\text{B})$$

显然，若 $\omega \neq 0$ 和 π ，则 (B) 与 (说明 D. 3. 1-1) 等效。按隐函数微分法则，有：

$$\frac{\partial h}{\partial x} = - \frac{\partial f / \partial x}{\partial f / \partial h} \quad (\text{C})$$

这里， x 通表 $\tau, a, \omega, \alpha, \beta$ 诸参数。

(C) 中若 $\frac{\partial f}{\partial h} \neq 0$ ，则当 $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$ 时，必有 $\frac{\partial f}{\partial x} = 0$ 。于是 (A) 中诸条件可改由下列各式定出：

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial \tau} = \frac{\partial h}{\partial \tau} = 0; \quad \frac{\partial f}{\partial a} = \frac{\partial h}{\partial a} = 0; \quad \frac{\partial f}{\partial \omega} = \frac{\partial h}{\partial \omega} = 0; \\ \frac{\partial f}{\partial \alpha} = \frac{\partial h}{\partial \alpha} = 0; \quad \frac{\partial f}{\partial \beta} = \frac{\partial h}{\partial \beta} = 0 \end{aligned} \quad (\text{D})$$

在闭域 $[0, \pi/2]$ 内解 (D) 中诸式，依次得到下列诸解答：

$$(1) \omega = 0; \quad (\text{E})$$

$$(2) \omega = 0 \quad (\text{F-1})$$

$$\alpha = 0 \quad (\text{F-2})$$

$$a/h = \cot \beta / 2 \quad (\text{F-3})$$

$$(3) \sin^2 \alpha = [3 - 6\tau / (\gamma h \cdot \sin \omega \cdot \cos \omega)] / [4(B+1)] \quad (\text{G})$$

$$(4) \alpha = 0; \quad \pi/2 \quad (\text{H-1})$$

$$\sin^2 \omega = 3 / [4 (B+1)] \quad (\text{H-2})$$

$$(5) \quad \omega = 0 \quad (\text{I-1})$$

$$\alpha = 0 \quad (\text{I-2})$$

$$\alpha/h = 2 \cot \beta / 3 \quad (\text{I-3})$$

在上列驻值条件中,若单取 $\alpha=0$,则可由 (G) 及 (说明 D. 3. 1-1) 求得 $\omega \approx 66.78^\circ$, 此时 $\beta=0$, $N_s=5.52$, 而滑弧半径 $R = h / (2 \sin \omega \cdot \sin \alpha) \rightarrow \infty$ (实为不定式, 因 $\beta=0$ 时, $h=0$), 此即费兰纽斯 (Fellenius, 1927) 公式早年的解答。此解答如同 $\alpha=\pi/2$ 或 $\omega=0$ 一样, 仅具数学意义, 对实际边坡工程是无效的。而 (F-3) 与 (I-3) 互斥, 它们分别指出, 最危险滑弧既可是中点圆, 也可为外三分点圆 (指圆心 O 位于距坡趾为斜坡投影长度 $1/3$ 处的铅垂线上), 说明本问题的极值条件不止一个。综上所述, 函数 h 取有效极值的条件为以下两组:

$$(I); (F-3)、(G)、(H-2)$$

$$\text{和 } (II); (I-3)、(G)、(H-2)$$

解 (I)、(II), 分别得到以 β 和 ω 表示的两组根:

$$(I)'; B = \cot^2 \beta / 4$$

$$\sin^2 \omega = 3 / (4 + \cot^2 \beta)$$

$$\sin^2 \alpha = \sin^2 \omega \cdot [1 - \sqrt{3 / (1 + \cot^2 \beta)}] / (2\omega)$$

$$(II)'; B = \cot^2 \beta / 3$$

$$\sin^2 \omega = 9 / [4 (3 + \cot^2 \beta)]$$

$$\sin^2 \alpha = \sin^2 \omega \cdot [1 - 3 / (2\omega \cdot \sqrt{3 + 4 \cot^2 \beta})]$$

相应于上列极值条件, (说明 D. 3. 1-1) 可改写为如下形式:

$$H_v = N_s \cdot \tau_v / \gamma \quad (\text{说明 D. 3. 1-2})$$

式中 $N_s = 4\omega / \sin^2 \omega$, 称为稳定因数。或分别表示为:

$$N_{s1} = 4\omega_1 \cdot (4 + \cot^2 \beta) / 3 \quad (\text{说明 D. 3. 1-3})$$

$$N_{s2} = 16\omega_2 \cdot (3 + \cot^2 \beta) / 9 \quad (\text{说明 D. 3. 1-4})$$

上二式的下角标 1、2 分别对应于 (I)'、(II)' 之值。条文中表 D. 3. 1 的 N_s 值就是据 (说明 D. 3. 1-1) 及 (I)' 定出的。

滑弧对坡顶地面以下的下切深度 z_v , 可据说明图 D. 3. 1 中的

几何关系求得：

$$n = z_v / H_v = 1 + [1 - \cos(\omega - \alpha)] / (2 \sin \omega \cdot \sin \alpha)$$

(说明 D. 3. 1-5)

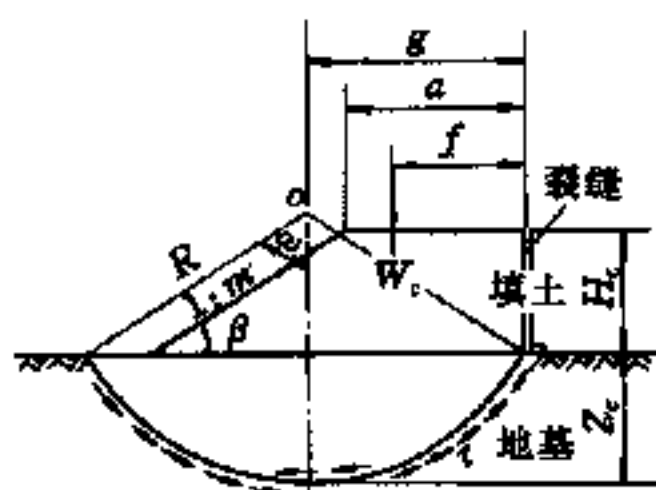
注意到 ω 、 α 、 β 间存在的换算关系，可依 β 值计算出 n 值。当 $\beta = 90^\circ$ 时， $n_{\max} = 1.355$ ，可见，就本问题而言， z_v 值相当有限；然对重力式挡墙而言，基础埋深很少有超过此值者。故可将相应于 n_{\max} 的 z_v 视为滑弧的最大切深。可以证明，当 $n = 1$ 时，在 $\beta \geq 50.7^\circ$ 的情况下，坡脚圆的稳定因数 $N_s \leq N_d$ (谢树彬，1992)。

针对以上分析结果，条文中规定了以下两点：

(1) τ_v 值应取 nH_v 深度范围内的平均值，否则，对强度随深度递增的情况将偏于不安全；

(2) 基坑开挖对地基土是一种卸荷过程，将明显改变土层的原位 K_0 状态，导致土强度降低和使坡顶出现张性裂缝，故应取用一个适用于短期稳定性评价的安全系数。

D. 3. 2 如下图所示， W_v 代表滑动土体中填土的单宽重量。据宫川公式 (1960) 及其驻值条件可得：



说明图 D. 3. 2 路堤稳定性分析的宫川法

$$W_v \approx 11.04f \cdot \tau_{\max}$$

(说明 D. 3. 2-1)

$$z_v \approx 1.318f$$

(说明 D. 3. 2-2)

设 γ_s 为填土重度，则由图中给出的几何条件得到：

$$W_v = \gamma_s \cdot H_v(2a + mH_v)/2$$

(说明 D. 3. 2-3)

令 $a = B'/2$ (B' 为堤顶计

算宽度)，联解上三式并引入 $H_v = N_s \cdot \tau_{\max} / \gamma_s$ ，遂得：

$$z_v = 0.06N_s \cdot (B' + mH_v) \quad (\text{说明 D. 3. 2-2})$$

本条文在假定填土性质与地基土性质相同的条件下，建议按表 D. 3. 1 取 N_s 值，原因如下：

(1) 精确确定 N_s 值, 使计算工作量增大, 对快速估算 H_s 值无此必要;

(2) 由于宫川公式不计填土本身强度, 故因填土性质不同于地基土性质对 N_s 所带来的影响不会很大。

式 (D. 3. 2-2) 中的 B' , 对于单线路堤, 可取 $B'=B$ (B 为堤顶实际宽度); 对于站坪填土或多车道路堤, B 值很大, 不应将这类 B 视之为 B' , 故应存在一个临界宽度 B_w 问题。根据上海铁道学院土工离心模型试验 (张定, 1990) 结果, 对于半堤模型 (即 $B \rightarrow \infty$), 可取 $z_v=2H_s$ 。将此关系代入式 (D. 3. 2-2), 便得

$$B'=(33.33/N_s-m) \cdot H_s=B_w \quad (\text{说明 D. 3. 2-4})$$

根据本条文公式计算的结果与实测破坏堤的 z_v 值对比于说明表 D. 3. 2 中, 表明计算值均比实测值为大, 这是因为存在硬壳且软土强度随深度递增之故; 唯离心模型试验的土质比较均匀, 接近宫川法假定, 故计算值贴近实测值。这些计算结果 (如连云港试验堤) 远较按均质土计算的瑞典条分法为浅 (杨灿文、赵九斋等, 1988)。

滑弧下切深度 (z_v) 对比表 说明表 D. 3. 2

路 堤 名	连 云 港 试 验 堤	加 拿 大		离 心 模 型	
		St-Alban 试验堤	Rupert-7 试验堤	全 堤	半 堤
坡 率 m	1.75	1.50	2.20	(1.56)	(1.64)
坡 高 $H_s(\text{m})$	4.04	4.00	7.60	5.25	5.78
顶 宽 $B(\text{m})$	11.2	—	—	(5.84)	(23.7)
滑体顶宽 $a(\text{m})$	5.6	5.07	10.00	约 2.90	约 11.6
硬壳厚 $h(\text{m})$	2.0	2.1	6.75	0	0
强度比 (ϕ_{s1}/ϕ_{s2})	1.73	1.32	1.39	1.00	1.00
(z_v) 实测 (m)	左 4.8 右 5.2	4.0	9.3	5.26	11.56
(z_v) 计算 / (z_v) 实测	1.52 1.41	1.39	1.71	1.03	1.00

注: 括号内数值系据原文断面图按比例估算而得。

D. 3. 3 式 (D. 3. 3-2) 是普朗特 (Prandtl, 1920)、布依斯曼

(Buisman, 1932) 公式的援引, 考虑安全系数并计入边载 σ_{vo}' 之后, 便成 (D. 3. 3-1) 式, 且已列入《铁路桥涵设计规范》(TBJ2-85) 及《铁路工程地质技术规范》(TBJ12-85) 中。注意到孔隙率小到 0.15 (即孔隙比约 0.18) 的泥岩, 太沙基的有效应力原理仍然适用 (Skempton, 1970) 的事实, 公式中对 σ_{vo}' 的交待不如以上两规范详细, 但也并不相悖。现对 $\bar{\tau}_z$ 的取值深度说明如下:

(1) 如果土为均质体, 则 $\bar{\tau}_z$ 为一与深度 z 无关的常数, 不存在取值深度问题;

(2) 自然界的软土, 其强度常随深度递增, 而软土表层又经常被以一层“硬壳”, 其强度随深度递减, 当必存在一个计值深度问题。

假定硬壳强度 s_{s1} 和下卧软土强度 s_{s2} 随深度 z 分别服从下列二式:

$$s_{s1} = s_s' + \lambda_1(z - \Delta h), \quad \lambda_1 < 0 \quad (\text{说明 D. 3. 3-1})$$

$$s_{s2} = s_s' + \lambda_2(z - \Delta h), \quad \lambda_2 > 0 \quad (\text{说明 D. 3. 3-2})$$

式中 s_s' ——硬壳与软土界面处的强度;

λ_1 ——硬壳强度随深度的递减率;

λ_2 ——软土强度随深度的递增率;

Δh ——基础底面至软土顶面的硬壳厚度。

设从基础底起算的取值深度为 z , 在 z 范围内两层土的平均强度为 \bar{s} , 当 \bar{s} 达极小值时, 其所对应的临界深度 z_w 为:

$$z_w = \Delta h \cdot [1 - (\lambda_1/\lambda_2)]^{0.5} \quad (\text{说明 D. 3. 3-3})$$

上式未考虑基础宽度 B 对塑性开展区的影响, 仅可供取值参考。弹性理论和现场实测资料业已证明, 地基负荷后的剪切变形主要发生在基础底面下 $2B$ 深度范围内, 由水平附加应力引起的侧向挤压 (膨胀) 则更浅 (约为 $1.5B$)。故本条文规定的取值深度仍以弹性力学为依据, 从稳定性分析角度看, 只计取剪切变形深度范围内的强度值。尤其对强度随深度增加的软土层, 过大的计值深度将使 $\bar{\tau}_z$ 值偏大。

(3) 欧美诸国多采用斯开普顿 (Skempton) 公式计算饱和软

粘土的地基承载力；

$$p_r = N_r \cdot \bar{\tau}_r \cdot (1 + 0.2B/L) \cdot (1 + 0.2D/B) + \sigma_{vo}$$

(说明 D. 3. 3-4)

该式对浅基础 ($D/B \leq 1$), $N_r = 5$; 当 $D/B > 3$ 时, $N_r = 7.5$ 。同时考虑基础形状和埋深 (D) 的影响, 边载则采用总覆盖压力 σ_{vo} , 而 $\bar{\tau}_r$ 仅计及基底下 $2B/3$ 深度内的平均值。

D. 3. 4~D. 3. 6 迄今有关桩侧阻 f_r 的计算方法不外总应力法和有效应力法两类。前者属习用方法, 后者概念虽有升华, 但有一定实用困难, 理论上也无法解答不了 f_r 所存在的临界深度问题 (Kerisel, 1962), 故本规程仍沿用前者。

对于打入高塑性软粘土的桩, 布罗姆斯 (Broms, 1981) 认为, f_r 值不宜用有效应力法计算, 而应以 τ_r 的换算值来替代。经验表明, 当 $\tau_r \leq 30\text{kPa}$ (挪威桩委员会, 1973) 或 $\tau_r < 25\text{kPa}$ 时 (加拿大国家科研委员会, 1975), 对混凝土桩 $f_r/\tau_r \approx 1$, 对石灰桩, $f_r/\tau_r < 1$ (Broms, 1984); 随强度 τ_r 的增加, 比值 $\alpha = f_r/\tau_r$ 可低至 0.3 (硬土)。本规程取下限值 $\alpha_{\min} = 0.5$ (Meyerhlf, 1976) 一般是偏于安全的。这可从《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94) 中 5.2.6 条的折线 B 所列表达式结合《静力触探技术规则》(TBJ37-93) 第 6.4.3 条内容得到某种引证。

对于复打沉管灌注桩, 则借用了武汉地区的使用经验, 对 α 值打了一个 0.9~0.8 的折扣 (参见《武汉市建筑软弱地基基础设计规定》) (WBJ1-1-92)。

考虑到打入式摩擦型桩的端承力所占桩承载力的份额约莫 10% 左右, 有关 N_r 值则直接引用了加拿大《岩土工程手册》(第二版, 1980) 的推荐值; 基于同样的条件, 对于复打沉管灌注桩的 N_r 值作了 8 折处理。

水泥粉体喷搅桩 (简称粉喷桩) 是近 10 年来路内开发的桩型, 经铁四院在武汉、天津、珠海及京九铁路沿线的大量工程实践来看, 提出用 VST 或 CPT 估算粉喷桩承载力参数 f_r 和 q_r 虽不甚系统、全面, 但使用本规程所推荐的估算办法是可行的。