

目次

论 文

振冲碎石桩复合地基的动力参数现场试验.....杨广鉴,单志康,杨文生(1)
土工织物的拉伸,蠕变及加筋土的剪切特性.....王钊,陆士强(9)
加筋砂的三轴试验和小型载荷试验.....马时冬,王吉力(17)
纤维加筋粘性土的抗拉和抗裂性能研究.....陈轮,李广信(25)
复合地基引论(三)..... 龚晓南(32)
桩基动测技术系列讲座(第三讲).....范明均,陈龙珠(41)

工程实录

碎石振冲桩工程实例及问题讨论.....高顺(48)
深层搅拌基坑围护桩施工.....赵桂生(55)
塑料盲沟材料的特性和用途.....程泽兵,刘家豪(57)

振冲碎石桩复合地基的 动力参数现场试验

杨广鉴

单志康 杨文生

(国家建筑科学研究院地基所)

(国家机械工业委员会设计研究院)

前言

关于振冲碎石桩复合地基的静力设计参数过去已做过许多野外试验和研究,但它的动力参数振动试验,以往做得极少。在“动力机器基础设计规范”GBJ40-79中也没有列出。地基的动力参数是计算动力基础振幅不可缺少的资料。为此,结合吉林省前郭炼油厂扩建催化裂化装置工程,在现场进行了模型块体基础的强迫振动、自由振动和波速测试对比试验。

场地地质条件和试验内容

1. 场地地质条件

场地原为大片农田,地形平坦,为第四系冲积、淤积地层。岩性主要为砂土。表层有薄层粘性土复盖,其下为饱和松散的中细砂层和稍密~中密状中砂层,标贯击数为8~12左右。再下为饱和、稍密~中密状砾砂和圆砾,标贯击数为12~14。建筑场地上部地基土承载力不高,饱和松砂在振动条件下容易产生液化。根据工程要求需采用振冲碎石桩处理地基。

2. 试验内容

为了能提供加固处理后的碎石桩复合地基和未经处理的天然地基的动力参数,决定在现场做二组碎石桩复合地基块体基础试验,其中一组为块体基础下包含二根桩,另一组为五根桩。桩径约为0.7m左右,桩长10~12m,桩距为1.8m,正三角形布置。做一组天然地基块体基础试验,以对比碎石桩复合地基的加固效果。

有关试验内容列于表-1。模型试验基础图见图-1。

实验内容表

表1

试验基础名称	特征指标	试验内容
A 五柱基础	$A = 10.4\text{m}^2$ $d = 1.2\text{m}$ $m = 31.8\text{kN}$ $b = 2.78$ $p = 29.4\text{kPa}$	1. 垂直和水平强迫振动试验 2. 垂直和水平自由振动试验 3. 瑞利波波速测定 4. 侧向回填土影响试验 5. 扰力大小对动力参数影响
B 二桩基础	$A = 5.76\text{m}^2$ $d = 1.2\text{m}$ $m = 17.6\text{kN}$ $b = 3.76$ $p = 29.4\text{kPa}$	同上1、2、4、5项内容
C 天然地基	$A = 3.0\text{m}^2$ $p = 1.2\text{m}$ $m = 9.2\text{kN}$ $b = 5.2$ $p = 29.4\text{kPa}$	同上1、2、3、4、5项内容

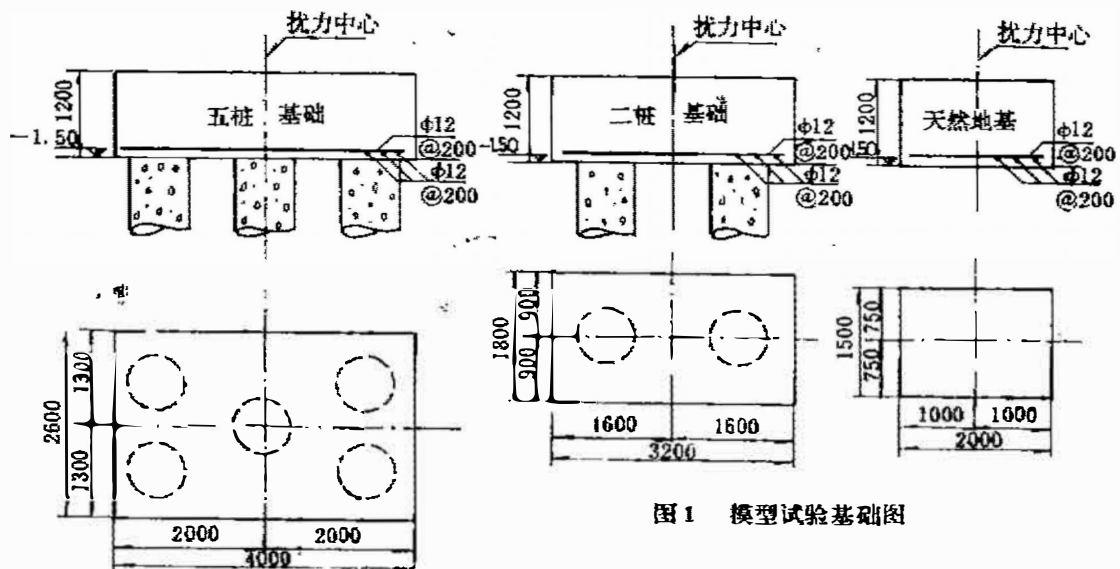


图1 模型试验基础图

块体基础试验的计算分析及试验结果

地基土动力特性参数整理计算及分析方法，均根据国家“动力机器基础设计规范”所采用的质量—弹簧—阻尼理论体系建立的有关计算公式进行。

1. 垂直向振动地基土的动力参数计算

(a) 强迫振动“峰点法”

在试验块体基础上安装激振器，使扰力与基础重心、底面形心在一垂线上，使其只产生垂直振动，调整激振器的频率，测出不同频率时的振幅值，作出A~f共振曲线。如图-2。振动微分方程为

$$m\ddot{Z} + C\dot{Z} + KZ = P \cdot e^{i\omega t}$$

$$A = \frac{m_e \cdot e \cdot \omega^2}{m \cdot \lambda_z^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{[1 - (f/f_n)^2]^2 - 4D_z^2 (f/f_n)^2}} \quad (1)$$

根据实测共振曲线，选取曲线峰点频率 f_m 、峰点振幅 A_{max} 以及 $0.707f_m$ 和相应振幅 A ，计算阻尼比 D_z 。

$$D_z^2 = \frac{1}{2} [1 - \sqrt{1 - \beta^2}] \quad (2)$$

$$\beta = A/A_{max}$$

$$\text{固有频率 } f_n = f_m \sqrt{1 - 2D_z^2} \quad (3)$$

当量参振质量

$$m = \frac{m_e \cdot e}{A_n} \cdot \frac{1}{2D_z \sqrt{1 - D_z^2}} \quad (4)$$

垂直向抗压刚度 $K_z = m \cdot \lambda_z^2$ ($\lambda_z = 2\pi f_n$)

垂直向振动计算结果列于表-2。

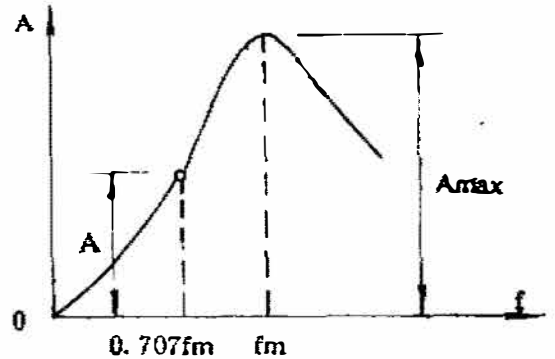


图2 垂直振动时的共振曲线

$$(5)$$

强迫振动垂直向试验结果

表2

试验基础名称	测试状态	地基动力参数				附注
		K_z (kN/m)	C_z (kN/m ³)	C_{z0} (kN/m ³)	D_z	
五桩基础 A	无填土	720000	69200	56000	0.16	
	有填土	812000	78000	63000	0.28	
二桩基础 B	无填土	422000	73200	48400	0.20	
	有填土	480000	83000	55000	0.26	
天然地基 C	无填土	193000	64000	34000	0.12	
	有填土	237000	79000	42000	0.25	

注：试验基础侧向回填土时间较短，密实度不够，因此回填土对地基刚度提高不明显。

(b) 垂直向自由振动

用一定重量的铁球自由下落冲击试验基础，冲击点与基础重心在同一垂直线上，使基础只产生垂直向自由振动。测出块体基础有阻尼自振频率 f_d ，根据实测的有阻尼自由振动

衰减时程图,如图-3,量出 A_1 、 A_2 、 T ,计算动力参数。 A_1 、 A_2 为自由振动记录信号的两个相继的振动幅值

$$\delta = \ln \frac{A_1}{A_2} \quad (6)$$

$$D_z = \frac{\delta}{2\pi} \quad (7)$$

$$f_d = \frac{1}{T} \quad (8)$$

$$f_n = \frac{f_d}{\sqrt{1-2D_z}} \quad (9)$$

$$K_z = m_b \cdot (2\pi f_n)^2 \quad (10)$$

m_b ——块体基础质量

垂直向自由振动计算的参数列于表-3。

自由振动垂直向试验结果

表3

试验基础名称	测试状态	地基动力参数				说明
		K_z (kN/m)	C_z (kN/m ²)	$C_{z,0}$ (kN/m ²)	D_z	
五桩基础 A	无填土	510000	49000	39600	0.20	未考虑当量参
	有填土	745000	71600	57000	0.30	振质量 m_b
二桩基础 B	无填土	308000	53100	35000	0.22	未考虑当量参
	有填土	103000	70000	45500	0.30	振质量 m_b
天然地基 C	无填土	158000	52600	28000	0.20	未考虑当量参
	有填土	218000	72600	38600	0.30	振质量 m_b

注:同表2

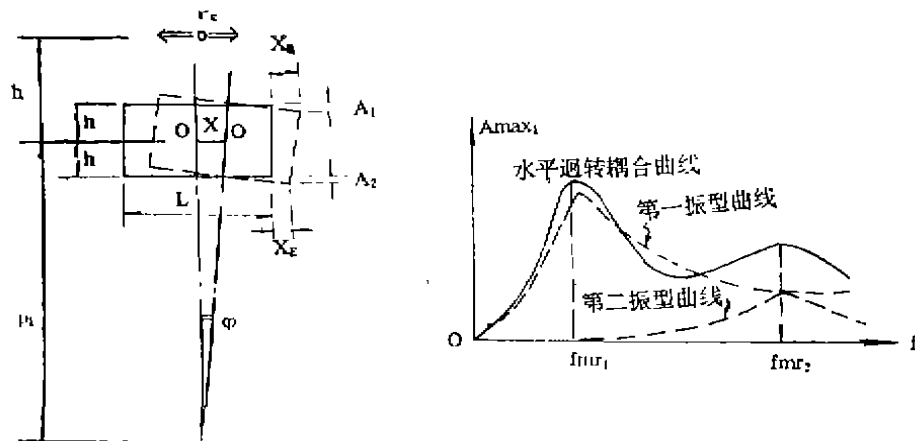


图4 水平回转向振动计算图

2. 水平回转耦合振动地基动力参数计算

(a) 水平回转耦合强迫振动

在作水平回转耦合强迫振动试验过程中, 一般可以测到不同频率下的水平回转耦合振动的振幅~频率反应曲线和不同频率下的回转角, 即 $\varphi \sim f$ 反应曲线, 见图-4。理论和工程实践证明, 在第一共振峰以前的 $A_x \sim f$ 幅频反应曲线受第二振型耦合影响很小, 因而可按第一耦合低频峰值以前的实测曲线, 与计算垂直向动力参数同样的方法, 即取峰点 f_m 与 $0.707 f_m$ 求第一振型阻尼比。

若取 $0.707 f_m$ 处点, 则阻尼比为:

$$D_{x\varphi 1}^2 = \frac{1}{2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\beta^2}} \right] \quad (11)$$

参振总质量

$$r_{m_{xp}} = \frac{m_e \cdot e(\rho_1 + h_2)(\rho_1 + h_1)}{(i^2 + \rho_1^2) A_{m_{xp1}}} \cdot \frac{1}{2D_{x\varphi 1} \sqrt{1 - D_{x\varphi 1}^2}} \quad (12)$$

$$f_{n1} = f_{m\varphi 1} \sqrt{1 - 2D_{x\varphi 1}^2}, \quad \lambda_1 = 2\pi f_{n1} \quad (13)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{m_{xp1}}}{\varphi} - h_2 \quad (14)$$

$$\lambda_x^2 = \frac{\rho_1 \cdot \lambda_1^2}{\rho_1 - h_2} \quad (15)$$

$$K_x = m_{xp} \cdot \lambda_x^2 \quad (16)$$

$$\lambda_\varphi^2 = \rho_1 \frac{h_2}{i^2} \cdot \lambda_x^2 + \lambda_1^2 \quad (17)$$

$$K_\varphi = \lambda_\varphi^2 \cdot I_m - K_x \cdot h_2^2 \quad (18)$$

式中:

K_x ——地基抗剪刚度

强迫振动水平回转试验结果

表4

试验基础名称	测试状态	水平回转地基动力参数						阻尼比
		K_x (kN/m)	C_x (kN/m ²)	$C_{x\varphi 0}$ (kN/m ²)	K_φ (kN/m)	C_φ (kN/m ²)	$C_{\varphi 20}$ (kN/m ²)	
五桩基础 A	无填土	481000	46200	37300	1608000	116000	93500	0.20
	有填土	806000	77500	62000	1840000	132000	105000	0.27
二桩基础 B	无填土	287000	50500	34000	650000	132000	88000	0.15
	有填土	506000	87800	58000	876000	179000	118000	0.24
天然基础 C	无填土	92800	31000	18500	109000	109000	58000	0.08
	有填土	115000	38000	24000	185000	185000	98000	0.12

注: 试验基础四周侧向填土, 对水平向地基刚度提高有显著效果。随着土层固结作用, 还将会有所增长。

K_{φ} ——地基抗弯刚度

$D_{x\varphi 1}$ ——水平回转耦合第一振型阻尼比

ρ_1 ——第一振型回转半径

I_m ——基础对通过底面形心回转轴的质量惯性矩

$$I_m = i^2 m_{x\varphi 1}$$

计算结果列于表-4。

(b) 水平回转耦合自由振动

用枕木撞击试验块体基础侧面，使之产生水平回转耦合振动，用垂直和水平向拾振器测得基础顶面水平振幅和第一耦合频率及回转角，见图-5。按下列公式求算地基刚度 K_x 和 K_{φ} 。

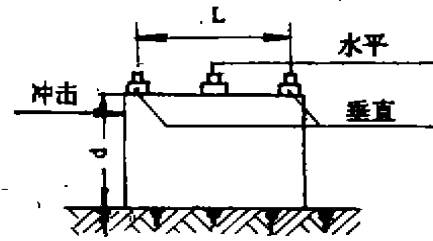


图5

$$K_x = m_b \lambda_1^2 \left[1 + \frac{h_2}{d} \left(\frac{x_B}{x_E} - 1 \right) \right] \quad (19)$$

$$K_{\varphi} = I_{m0} \lambda_1^2 \left[1 + \frac{h^2}{d} \left(\frac{d^2}{i^2} \right) \frac{1}{(x_B/x_E - 1)} \right] \quad (20)$$

式中：

I_{m0} ——对基础底面形心回转的质量惯性矩

$$I_{m0} = I_m + m_b h^2$$

i ——回转半径 $i^2 = \frac{I_{m0}}{m_b}$

d ——块体基础高度

计算结果列于表-5。

由自振动水平向试验结果

表5

试验基础名称	测试状态	水平向地基动力参数					阻尼比 $D_{x\varphi 1}$	
		K_x (kN/m)	C_x (kN/m ³)	$C_{x\varphi 1}$ (kN/m ³)	K_{φ} (kN/m)	C_{φ} (kN/m ³)		$C_{\varphi 20}$ (kN/m ³)
五桩基础 A	无填土	328000	31600	26000	1456000	104000	86000	0.20
	有填土	474000	45600	37000	1722000	124000	102000	0.33
二桩基础 B	无填土	247000	43000	29000	530000	102000	71000	0.20
	有填土	260000	45000	30000	615000	126000	82900	0.30
天然地基 C	无填土	78000	26200	14000	105000	105000	58000	0.10
	有填土	116000	38700	20600	154000	154000	82000	0.15

注：同表4注

测定地基土瑞利波波速计算动力参数

从现场模型基础稳态振动试验,测定表面波(瑞利波)在地基土中的传播速度 V_R 值,并通过测定的 V_R 值推算地基土的动力剪切模量 G_d 和动态弹性模量 E_d ,从而计算地基土抗压刚度 K_z 、抗剪刚度 K_x 、抗弯刚度 K_θ 值等。

于地基土表面的模型基础上进行稳态竖直向激振,振波即以激振器为中心向四周传播,以振源作为测线的零点,在振源的一边,在面波的传播方向上距振源不同距离处安放两个竖向拾振器。试验时,开动激振器,使输出振动频率为 f ,移动任一拾振器,使两拾振器的间距为 x ,如 x 不等于瑞利波波长 λ 时,两拾振器所接收的振动波就有相位差;如 $x = \lambda$,两拾振器的记录波形是同相位的, $\lambda \cdot f$ 即波速 v_R 。

试验方法及原理见图-6

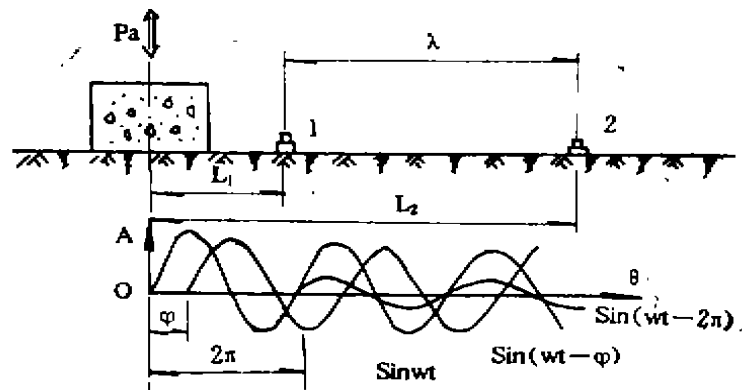


图6 瑞利波波速 V_R 测定方法及原理图

$$V_R = \lambda \cdot f \quad (21)$$

$$\eta = \frac{V_R}{V_S} = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} \quad (22)$$

$$G_d = \rho \cdot V_S^2 \quad (23)$$

$$E_d = 2(1 + \nu) \rho V_S^2 \quad (24)$$

将 $V_S = \frac{V_R}{\eta}$ 代入(23)、(24)式则得

$$G_d = \rho \cdot \frac{V_R^2}{\eta^2} \quad (25)$$

$$E_d = 2(1 + \nu) \rho \cdot \frac{V_R^2}{\eta^2} \quad (26)$$

式中:

ρ ——地基土质量密度。天然地基取 18kN/m^3
复合地基取 19kN/m^3

ν ——泊松比

计算结果见表-6

用表面波速计算 V_R 的动力参数值

表6

试验基础	瑞利波速	剪切模量	抗压刚度		抗剪刚度		抗弯刚度		弹性模量 (kp_2)
	V_R (m/sec)	G_d (kp_2)	K_z (kN/m)	$C_{z2.0}$ (kN/m^3)	K_x (kN/m)	$C_{x2.0}$ (kN/m^3)	K_y (kN/m)	$C_{y2.0}$ (kN/m^3)	
A 五 桩	143	38850	518900	41200	389000	30900	1684000	94600	108800
C 天 然	130	30400	213000	38000	159000	28200	122000	65000	82100

说明:

1. 表面波速 V_R 计算的动力参数是表示半波长范围内土层综合指标。
2. 表层土质对参数影响比较大。

对试验结果的结论意见

1. 复合地基上块体基础的试验条件与动力设备基础的工作条件基本相符,因而本次试验数据可用于工程设计。

2. 实测计算的振冲碎石桩复合地基土的动力参数值,不论是垂直向还是水平向回转,均比天然地基有明显提高。证明用振冲碎石桩加固地基提高其动力参数是有效的。

3. 试验结果表明,侧向回填土对水平回转向地基的动力参数有显著提高,而对垂直向的地基动力参数提高效果要差一些。这是由于本次试验的侧向回填土回填时间短,又未分层夯实,回填土松散所致。随着基础四周回填土固结密实,地基土的动力参数将会有所提高。

4. 试验基础采用强迫振动和自由振动试验方法,按质量—弹簧—阻尼器理论体系计算地基土的动力参数,符合国家“动力机器基础设计规范”。

土工织物的拉伸、蠕变及 加筋土的剪切特性

王 钊 陆士强

(武汉水利电力学院)

[摘要] 本文比较了不同条件下土工织物的拉伸、蠕变特性,推荐用土中拉伸性质作为设计依据。完成的加筋土平面应变剪切试验有助于对加筋效果和加筋机理的认识。

概述

土工织物可以提高加筋土的强度和减小不均匀沉降,因此得到广泛的应用。为了弄清土工织物加筋土的特性必须首先研究影响土工织物拉伸性能的因素,包括织物所受约束对强度及拉伸模量的影响,和土工织物在土中的蠕变和应力松弛的现象。在此基础上完成了加筋土的平面应变剪切试验,与土样剪切及常规三轴剪切相比,剪切强度提高,从对观测位移场的分析,加深了对加筋机理的认识。

土工织物的拉伸特性

试验内容包括下述几个方面:有织物和无织物的抗拉强度及伸长率的测定,并比较试样宽度的影响;砂土中承压情况下抗拉强度的比较;有纺、无织物的应力应变关系,其中考虑平面应变条件、传递压力的介质和拉伸速率的影响。

1. 土工织物无约束拉伸的强度和伸长率

(1) 试验设备

拉伸机型号WF-10B,为液压式万能试验机,配自制夹具,长280mm,沿拉伸方向宽50mm,夹具面加工有五道啮合的矩形槽口,有效地防止织物的滑动。拉伸速率调节在100mm/min。

(2) 试样

共采用六种织物,参见表1,其中三种无织物均为每平方米400g的产品。试样宽度分别为50mm和200mm,夹具间距为100mm。

(3) 试验结果和分析

试验结果列于表1,分析试验结果可知:

a、试样断裂过程延续时间较长,特别是无织物,故抗拉强度取整个拉伸过程的最大值,并计算最大值的伸长率。

- b. 有织物抗拉强度一般大于无织物, 而伸长率则呈相反的规律。
 c. 织物经向强度大于纬向, 但也有例外, 如试样B。
 d. 宽试样强度较窄试样的高, 且伸长率也表现出同样规律。
 e. 无织物试验的成果离散性大, 这种不均匀性在抽查单位面积质量时也有所反映。一般情况, 宽试样的离散误差较窄试样小。

表1

织物试样			50mm宽		200mm宽		
型式	编号	材料	最大强度 (kN/m)	伸长率 (%)	最大强度 (kN/m)	伸长率 (%)	横向收缩率 (%)
无 纺	A	维尼纶50% 丙纶50%	1.30	75	14.8	106	41
			15.6	54	15.9	75	65
	B	涤纶	13.2	38	15.4	53	57
			12.5	53	11.9	58	73
	C	涤纶	6.4	8	17.0	44	67
			9.5	15	18.2	65	78
有 纺	D	涤纶	18.4	12	15.0	16	
			18.6	14	16.0	21	
	E	聚丙烯	12.7	11	21.0	12	
			23.6	16	28.2	13	
F	聚丙烯90% 聚乙烯10%	15.7	9	20.3	33.3		
		16.3	13	22.7	19.8		

注: 斜线上方和下方分别为纬向和经向试验结果。

2. 砂土中断裂强度

试验装置如图1所示, 上复压力 σ_N 由砝码通过杠杆加压装置施加, 拉力 T_1 用砝码施加, 加荷速率是每5秒钟加2kg砝码, T_2 由量力环测定, 设砂土中织物的拉力呈线性变化, 取织物的拉力为两力的平均值, 即 $(T_1 + T_2)/2$ 。

试样的形式和布置如图2所示, 以保证断裂部位处于砂中。

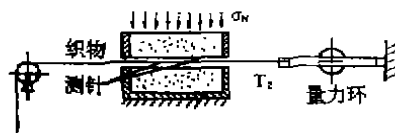


图1 砂土中拉伸试验

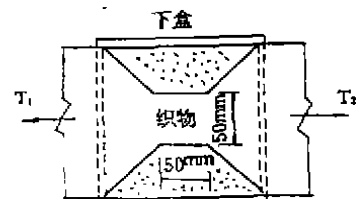


图2 试样形状和布置

用上述装置首先移去上盒做 $\sigma_N = 0$ 的拉伸试验, 测得的断裂强度与表1中数据有较大差别, 为便于比较, 设为单位值。表2中给出不同 δ_N 作用下测得的断裂强度与 $\sigma_N = 0$ 测得断裂强度的比值, 可以看出, 随着砂土中上复压力的增加, 两种织物的断裂强度都有所增长, 其中无织物增长的幅度较大。

3. 土工织物的应力应变关系

为了比较土工织物在不同约束条件下的应力应变关系, 并观察拉伸速率对拉伸模量的

影响,除了前述的无约束拉伸试验外,还测定了以下四种条件下织物的应力应变关系,有的试验因加载条件所限,织物没有达到断裂。

(1) 在压力水中的拉伸试验

这个试验的目的是研究织物表面受法向压力,但没有介质摩擦作用情况下的拉伸性能。试验在三轴剪切仪上进行,垂直压力由围压系统供给, $\sigma_N = 150\text{kPa}$, 拉力由轴向加压杆反向位移施加,即在杆顶连接杠杆用砝码加力。织物的宽度为90mm,外包一层三轴试样橡皮膜($\phi 61.8\text{mm}$),夹具间距100mm。橡皮膜长于织物试样,两端折叠并用胶水密封后,装在夹具里。膜的中央设排气管,加围压排出织物中空气后,关闭排气阀。织物的伸长用装在轴向加压杆上的百分表量测。整个装置参见图3。织物试样为无纺织物C和有纺织物F。

表2

试样名称	σ_N		
	0	75	150
织物	(kPa)	(kPa)	(kPa)
无纺(C)	1	1.37	1.59
有纺(F)	1	1.11	1.20

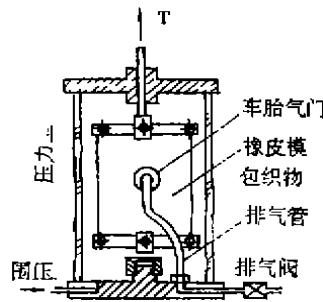


图3 压力水中拉伸试验

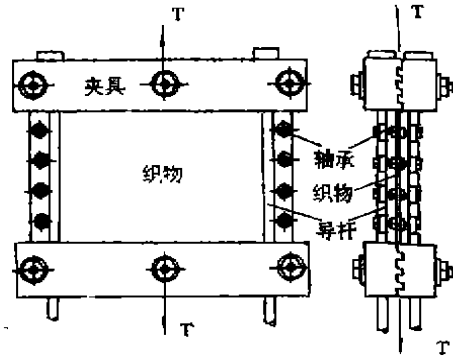


图4 平面应变拉伸试验

(2) 无纺织物平面应变拉伸

在无约束拉伸中,无纺织物的横向收缩率很大,可达50%以上(参见表1)。为了模拟工程实际的平面应变条件,必须限制横向收缩,因此设计了如图4所示夹具。四根导杆可以保持间距不变在夹具的孔中自由滑动,用16个代号为25的滚动轴承(内径5mm,外径16mm)配合M5螺钉夹住织物边缘。轴承外圈可沿导杆滚动,这样在拉伸过程中,织物可以自由伸长,但不能横向收缩。试样为无纺织物C。

(3) 在压力砂中的拉伸试验

试验装置见图1;为了测量织物的应变,将两根测针平行固定在砂中的织物上,两端皆伸于盒外,间距50mm。当织物伸长时,用精度为 $6\mu\text{m}$ 的读数显微镜测读两端间距的变化,取平均值计算拉伸应变。试样和压力水中的试样相同,宽度150mm。

(4) 慢速率拉伸

试样为有纺织物F,宽度150mm。用上下夹具悬挂于铅直方向,荷载由挂于下夹具上的砝码施加,施荷速率为每10分钟加5kg砝码。拉伸变形用读数显微镜测量,测读标记是固定在织物上的两根平行测针,沿拉伸方向间隔50mm。

图5给出上述拉伸试验的典型成果。

分析试验成果可以得到下列结论:

a. 土工织物无约束拉伸的变形模量较小, 图5中的曲线1和5, 特别是无纺织物。这意味着受力不大而产生较大的变形, 如直接将无约束拉伸的特性应用于工程设计将产生误解。

b. 同一种织物, 当拉伸速率不同时, 初始切线拉伸模量相差很大, 例如曲线5是33.3kN/m, 而曲线8是14.3kN/m。工程实际中织物拉伸速率很慢, 用快速拉伸试验的结果指导设计是不妥当的。

c. 无纺织物的平面应变拉伸试验, 断裂是从试样中间开始的, 故周边夹紧轴承引起局部的应力分布不均匀对试验的影响较小。试验测得的拉伸模量较无约束情况下的大一些(比较曲线2和1)达到最大拉力的伸长率(42.3%)较无约束情况(44%)稍小, 同时最大强度值(17.6kN/m)也稍小些。实际上平面应变拉伸意味着两个方向都受拉力, 其强度下降是容易理解的, 然而平面应变拉伸与织物在土中的拉伸相比, 其条件和结果仍相差很远, 不能反映砂土约束引起的强度和拉伸模量的提高, 看来研制巧妙的平面应变试验装置, 甚至是双向拉伸试验装置, 意义是不大的。

d. 在压力水中(无摩擦介质)试验所得拉伸模量较无约束情况下的拉伸有所增加(曲线3与1, 6与5比较), 特别是无纺织物更为显著。这是因为土工织物具有疏松的结构, 无约束拉伸时, 纤维将沿拉伸方向排列并伸长, 同时纤维之间发生相对滑动, 这种结构调整的结果使织物变薄且横向收缩, 无疑将减小相对抗拉有效截面积。如加大纤维之间的挤压力, 必然增加纤维之间的摩擦力, 从而减小相对滑动和伸长, 故获得较大的拉伸模量。

e. 织物在不同压力的砂中, 拉伸模量随压力的增加而提高, 例如当 $\sigma_N = 150\text{kPa}$ 时, 试验曲线为4和7。仍以无纺织物拉伸模量的提高更为显著。提高的原因除了法向压力对织物结构调整的限制作用外, 还产生了砂与织物表面的摩擦咬合作用。此外, 因砂在铅直方向变形的不均匀, 使织物不再是一个平面, 而形成波浪形, 引起纤维或经纬纱在不同方向的预拉伸。从无约束拉伸曲线1和5可见, 在小应变时拉伸模量很低, 当预拉应变超过一定值时, 模量的提高是很显著的。

总之, 土工织物在砂土中的拉伸特性与常规无约束拉伸及平面应变拉伸有显著区别, 织物在土中的拉伸应力应变关系和强度特性才是工程所需要的。笔者曾整理织物在不同压力砂中的拉伸应力应变关系用于有限元分析, 和模型砂堤的位移场相比, 取得较为一致的结果, 并得到沿织物应力分布的信息^[1]。

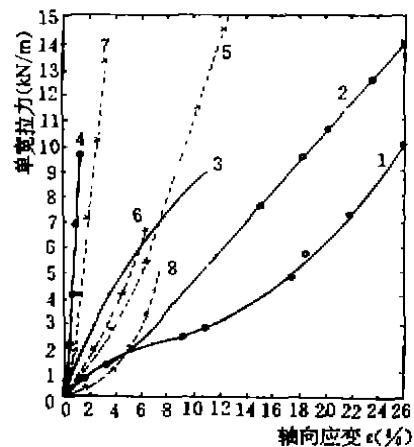


图5 土工织物的拉伸应力应变关系

1. 无纺织物无约束拉伸
2. 无纺织物平面应变拉伸
3. 无纺织物在 $\sigma_N = 150\text{kPa}$ 水中
4. 无纺织物在 $\sigma_N = 150\text{kPa}$ 砂中
5. 有纺织物无约束拉伸
6. 有纺织物在 $\sigma_N = 150\text{kPa}$ 水中
7. 有纺织物在 $\sigma_N = 150\text{kPa}$ 砂中
8. 有纺织物慢速率拉伸

土工织物的蠕变和应力松弛

土工织物的结构疏松、纤维或经纬纱之间缺少刚性联结，因此蠕变现象是十分明显的，这意味着织物的受力虽维持不变，但长度却不断增加，有可能影响加筋土结构的长期稳定性。同样，土工织物的应力松弛现象表明，即使织物的伸长已不再增加，其应力将会逐渐减小，最终将失去加筋作用。

为了研究聚合物纤维和织物制品的蠕变性能，国外曾进行了大量的试验。例如文献^[1]从持续20小时的拉伸试验总结出如下一些规律，聚脂纤维树脂粘合织物的蠕变最小，聚丙烯针刺织物蠕变最大等。文献^[9]给出了典型织物产品在不约束情况下蠕变与应力松弛曲线，并指出在没有土侧限条件下的试验有可能过估蠕变特性，但没有提交土中织物蠕变试验的结果。因此有必要研究国内土工织物在不同土压力下的蠕变和应力松弛性能。

1. 土工织物的蠕变试验

采用图1所示装置，选用无纺织物C和有纺织物F进行了较长延时（大于400小时）的蠕变试验。试验的拉力 T_1 分别取最大强度值的40%和60%，织物的法向压力分别为 $\sigma_N = 0, 75, 150\text{kPa}$ 。试验结果绘于图6、7和8。为了估计更长延时的蠕变特性，对曲线的直线段采用下式来表示。

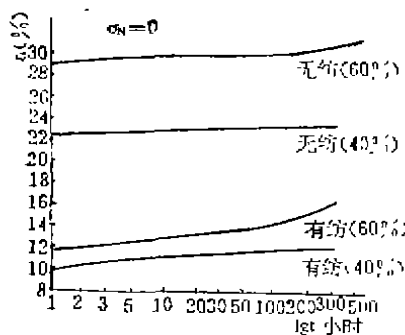


图6 无约束情况下蠕变过程曲线

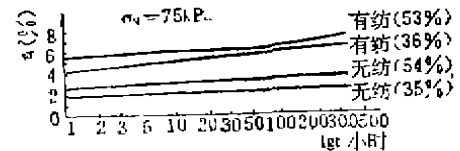


图7 在 $\sigma_N = 75\text{kPa}$ 砂中蠕变过程曲线

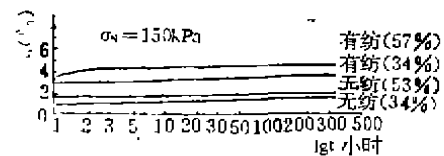


图8 在 $\sigma_N = 150\text{kPa}$ 砂中蠕变过程曲线

$$\epsilon_t = \epsilon_1 + b \lg t \tag{1}$$

式中， ϵ_t ——加载 t 小时后的应变； ϵ_1 ——加载 1 小时后的应变；
 b ——蠕变系数。

从试验曲线可见。

(1) 在无约束情况($\sigma_N = 0$)，当拉力达最大强度60%时，蠕变应变将迅速增大，不能用(1)式表示。另外，有纺织物当 $\sigma_N = 75\text{kPa}$ ，拉力为53%最大强度时，也属于这一情况。

(2) 其他试验条件的 ϵ_1 和 b 值列于表3，可见在砂土中，随 σ_N 增大，蠕变应变和蠕变系数显著减小，特别是无纺织物。减小的原因参见拉伸模量增大的分析。另一方面，砂土是蠕变特性不强的材料，土工织物受砂土制约，其蠕变进一步减小。

表3

织物类型	拉力占最大强度%	垂直压力 σ_N (kPa)	ϵ_1 (%)	b	织物类型	拉力占最大强度%	垂直压力 σ_N (kPa)	ϵ_1 (%)	b
有纺织物	40	0	9.77	1.09	无纺物	40	0	22.3	0.63
	36	75	4.24	0.83		35	75	1.78	0.25
	31	150	2.99	0.32		54	75	2.90	0.28
	57	150	3.56	0.46		34	150	1.04	0.24
					53	150	1.69	0.10	

(3) 无纺物在砂土中强度和拉伸模量比有纺织物提高更大, 蠕变减小更显著, 加之利于排水, 故能很好地应用于加筋土结构。

(4) 根据表3数据, 应用(1)式计算 $t = 100$ 年后增加的蠕变应变不超过5%, 一般情况(例如 σ_N 大于75kPa), 取最大强度的40%作为长期稳定的设计容许应力是安全的。

2. 土工织物的应力松弛

土工织物的应力松弛试验要求固定试样的长度不变, 随时测量织物的拉力, 而织物受力的测量是比较困难的。本文根据蠕变过程曲线和公式(1)整理出在一定压力的砂土中, 保持某个应变值不变, 织物的应力 T (占最大强度的百分数) 随时间的变化规律, 例如图9为有纺织物的应力松弛曲线。可见土工织物在一定压力的砂土中, 应力松弛是缓慢的。当织物的拉力逐渐减小时, 土的抗剪强度会随固结而增长, 从而保持加筋土建筑有足够的稳定安全系数。此外, 沿土工织物的应力和应变的分布是不均匀的, 设计是按最大拉力和应变考虑的, 织物的局部有较大的蠕变不会影响整体的稳定。

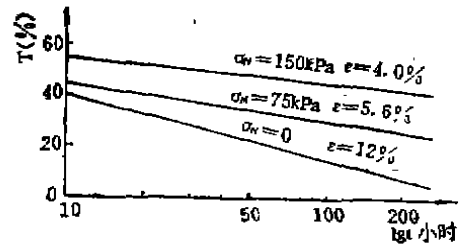


图9 有纺织物的应力松弛曲线

加筋土的三轴剪切试验

首先用三轴试验研究土工织物加筋土强度特性的是美国的Broms^[4], 他将织物放在圆柱形土样的不同部位, 进行试验对比, 发现, 当织物在圆柱土样上下两端时, 抗剪强度与没有织物时基本相同, 只有当织物放在土样中部时, 抗剪强度才有明显的增加。这说明加筋材料必须布置在土的拉伸变形区域才起作用。笔者用国产有纺织物表1F和平潭砂进行类似的试验, 图10为主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ 与轴向应变 ϵ_1 之间的关系, 表4为三种试样的径向应变 ϵ_r 和轴向应变 ϵ_1 的关系。可见

1. 当纯砂试样的主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ 达峰值时, ϵ_1 为5.2%, 与一层和二层织物加筋试样达相同 ϵ_1 时的主应力差相比较, 一层增加了32%, 二层增加了72%。
2. 当 ϵ_1 较小时, 三曲线的初始切线模量基本相等, 这时土工织物的加筋作用不明

ϵ_1 (%)		1.6	5.2	11.6
ϵ_r (%)	纯砂	0.77	3.12	7.56
	一层织物	0.84	3.12	7.40
	二层织物	0.67	2.96	7.09

显, 只有当产生较大应变 ($\epsilon_1 > 1.5\%$) 时, 才发挥加筋作用。

3. 当纯砂达峰值强度后开始下降时(应变软化现象), 加筋试样的总体强度仍在继续增大, 加筋土有更好的承受大变形的能力。

4. 从表4可以看出, 随着 ϵ_1 的增大, 与纯砂试样相比, 含织物试样的 ϵ_r 减小, 并且只有当产生较大变形时才能产生织物对横向变形限制作用, 这种限制作用随层数增加而加强。

以上是常规三轴剪切的结果。工程中常遇到的加筋土结构, 例如路堤和挡土墙属于平面应变问题, 很多对比研究表明用常规三轴剪切(轴对称课题)模拟平面应变问题存在一定的误差^[6], 例如, 轴对称剪切试样破坏时常呈鼓形, 而平面应变试样破坏时呈单一的剪切面, 一般用轴对称试验测得的变形模量 E 偏小, 而泊松比 μ 偏大。为了研究变形规律和加筋的效果, 我们加工了如图11所示平面应变仪。仪器的左右两侧为橡皮囊, 用以施加 σ_3 , σ_1 由三轴剪切仪轴向加压装置施加, 在中主应力 σ_2 的方向, 正面嵌以有机玻璃面板, 板上画有方格, 通过显微镜观测各格点土粒的位移情况, 根据格点的位移可以计算出各个方格单元的应变大小, 从而确定应变等值线图。

对于纯砂和中间有一层有纺织物(F)加筋的砂样剪切试验结果参见图12, 将试样左右两侧各七点的水平和铅直位移分别按左右两边取平均值列于表5。由格点位移计算得最大剪应变 γ_{max} 的等值线图参见图13和14, 从这些成果可见。

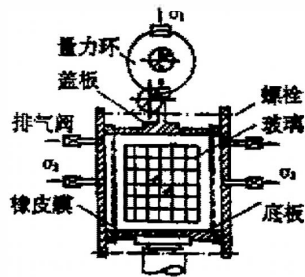


图11 平面应变剪切仪

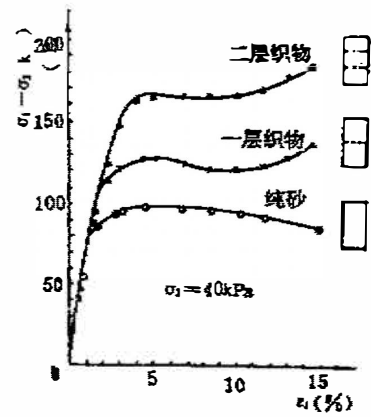


图10 砂与加筋砂的三轴试验

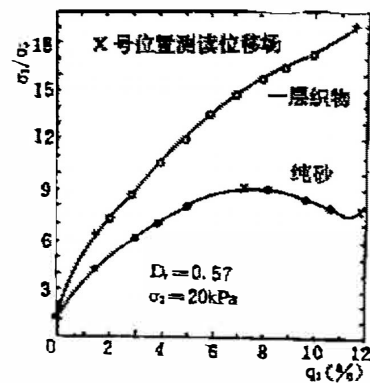


图12 砂和加筋砂的平面应变剪切

1. 当纯砂试样 σ_1/σ_3 达峰值8.9时, $\epsilon_1 = 7.4\%$, 主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3 = 162\text{kPa}$, 相同主

加筋砂与纯砂位移比较

表5

	$\epsilon_1 = 1.5\%$			$\epsilon_1 = 11.7\%$		
	砂	加筋砂	比值	砂	加筋砂	比值
水平位移mm	0.296	0.290	0.98	5.646	5.080	0.90
水平位移mm	0.537	0.510	0.95	6.376	5.805	0.91

注：比值是加筋砂与砂的位移比

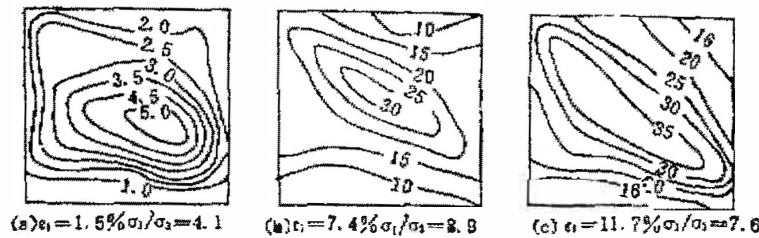


图13 纯砂平面应变剪切 τ_{max} 等值线(%)

应变的加筋砂 $\sigma_1/\sigma_3 = 15.0$ ，主应力差为278kPa，主应力差提高了72%，并且随 ϵ_1 增加加筋砂的强度仍在提高。

2. 加筋砂的水平位移比纯砂的小，其减小比例见表5，同时由于织物对水平横向位移的限制，铅直位移也有所减小，并且减小的比例随变形(ϵ_1)的增加而愈加显著。

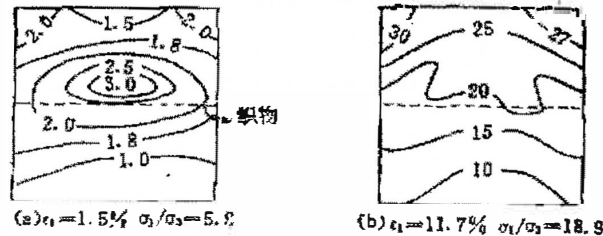


图14 砂和一层织物平面应变剪切 τ_{max} 等值线(%)

3. 从图13可见，随着 ϵ_1 增加，

纯砂逐渐形成左上角到右下角的剪切带，而加筋砂的剪应变较小(见图14)，特别是织物下方的土体，因此可以承受更大的剪应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 。

4. 平面应变剪切与轴对称三轴剪切相比，纯砂样达峰值剪应力的轴向应变有所增加(从5.2%到7.4%)，加筋砂样的相应主应力差增加更大(从32%增加到72%)。

参考文献

- [1] 王钊，土工织物加筋土坡的分析和模型试验，水利学报，1990年第12期。
- [2] Shrestha, S.C., Bell, J.R., Creep Behavior of Geotextiles under Sustained loads, Proc. of 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Vol. III, 1982.
- [3] Greenwood, J.H., The Creep of Geotextiles, Proc. of 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. II, 1990.
- [4] Broms, B.B., Triaxial Tests with Fabric-Reinforced Soil, Proc. of Int. Conf. on Use of Fabrics in Geotechnics, Vol. III, 1977.
- [5] Lee, K.L., Comparison of Plane Strain and Triaxial Tests on Sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of ASCE, Vol. 96, No. SM3, 1970.

加筋砂的三轴试验和小型载荷试验

马时冬

王吉力

(华侨大学土木系)

(武汉岩土力学研究所)

〔摘要〕 通过三轴试验研究有纺和无纺土工织物加筋砂的应力应变特性, 利用加筋效果系数IR定量反映各种加筋砂的强度增加效果, 着重探讨了筋材铺设层数对加筋砂力学性质的影响, 并在此基础上分析了土工织物的加筋机理。

为了探讨不同加筋材料及其铺设方式对加筋砂层承载能力的影响, 进行了加筋砂层上的小型载荷试验, 并用同一沉降量时的加筋砂层承载力 $[R]$, 与无加筋砂层的承载力 $[R_0]$ 之比BCR($= [R]/[R_0]$)来定量反映加筋砂层承载力的增长程度。

试验概况

在三轴剪力仪上进行了直径为10cm的饱和加筋砂样的固结排水剪(CD)试验, 试验用土为过筛后的建筑用砂, 通过分层击实制备试样, 控制试样干密度在 15.4kN/m^3 附近, 用二氧化碳饱和法进行饱和, 饱和度基本达到100%。加筋材料为有纺土工织物和无纺土工织物, 加筋材水平等距铺放, 层数从一层到七层。

根据加筋砂的应力~应变关系, 探讨了加筋砂强度的增长规律及影响加筋效果的因素, 并讨论和比较了有纺和无纺土工织物的加筋机理。

加筋砂层的室内小型载荷试验是在直径为30cm或63cm, 高47cm的刚性圆罐内进行的, 载荷板采用圆形刚性板, 直径有10cm和7.5cm两种, 为了减小边界影响, 试验中保证圆罐直径与载荷板直径之比大于或等于4。利用大型三轴剪切仪的应力控制式加荷装置施加荷载, 每级荷载增量为8kPa, 每级荷载均以沉降量 $<1.5 \times 10^{-2}\text{mm/min}$ 作为稳定标准。试验用土与上述三轴试验的相同, 也是通过分层击实, 土样密度被控制在 15.4kN/m^3 左右。加筋材料为有纺土工织物、无纺土工织物和无纺土工纱布三种。按水平方向铺设, 设置深度范围不大于载荷板直径, 除了考虑不同层数和间距的影响外, 还采用了两种设置方式: (1) 加筋材的直径沿深度全部为30cm; (2) 加筋材的直径沿着深度逐渐减小(按30%递减), 第(2)种设置方式是按地基中应力分布衰减规律布置织物, 以减少织物用量。

通过试验探讨加筋材类型、层数、间距及铺设方式对加筋砂层承载力的影响规律。

试验用土的物理性指标列于表1, 加筋材料的物理力学指标列于表2, 表3列出了加

试验用砂的物理性指标

表1

标准分类	比重	平均干密度 (kN/m^3)	不均匀系数	有效粒径 (mm)	颗粒大小 (mm)
SP	2.66	15.10	1.96	0.285	0.1—1.0

筋材料与试验用砂之间的界面特性指标。

试验用土工织物的物理力学性指标

表2

土工织物生产 厂家		土工织物特征指标			
		湖 南	桐 乡	青 岛	常 州
厚度(mm)		5.00	3.77	1.10	0.78
质量(N/m ²)		5.14	4.34	2.69	1.24
抗拉强度 (kN/m)	经 向	16.6 94	20.3 90.8	56.5 27.8	20.8 20.5
	纬 向	20.4 91.6	18.1 73.8	55.0 21.2	17.7 18.2
握持强度 (kN/m)	经 向	30.04 62.9	33.96 74.0	82.28 32.50	35.0 25.0
	纬 向	40.24 62.7	39.88 75.0	61.8 23.0	33.24 22.5

注：表中斜线上方为强度值，下方为其相应的延伸率。(王钊等人, 1988)

试验用砂与加筋材料间的界面特性指标

表3

加筋材料 种类	无纺土工织物			有纺土工织物	
	湖 南	桐 乡	鄂州纱布	青 岛	常 州
凝聚力C(kPa)	8	9	2	11	10
内摩擦角 ϕ (°)	31	32.5	36.5	31.2	30.8
摩擦角相关系数 $B_0 = \frac{\text{tg}\phi}{\text{tg}\phi}$	0.83	0.88	1.02	0.83	0.82

注：表中 ϕ 值为试验用砂的 ϕ 值($\phi = 36^\circ$)；表中指标由直剪试验得出。

加筋砂三轴试验与分析

1. 试验结果

用放置了1~6层青岛有纺土工织物, 1~7层常州有纺土工织物, 1~3层湖南无纺土工织物的加筋砂试样和无加筋砂试样进行了三轴固结排水(CD)试验, 测出了各试样的应力($\sigma_1 - \sigma_3$)~轴向应变(ϵ_a)~体积应变(ϵ_v)~径向应变(ϵ_r)之间的相互关系, 并确定了各试样破坏时的主应力差($\sigma_1 - \sigma_3$)_r和轴向应变 $\epsilon_{a,r}$ 。试样的剪切破坏标准定为: 当 ϵ_a 不大于15%, ($\sigma_1 - \sigma_3$)出现峰值时, 以峰值作为破坏点, 否则取 $\epsilon_a = 15\%$ 时应力为破坏应力。

试样破坏时的形态随筋材层数不同而不同,典型的破坏形态如图1所示。

为了定量地表示加筋砂的强度增加效果,用相同围压下的加筋砂试样破坏偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ 对无加筋砂试样的破坏偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{r_0}$ 的相对增长率来定义最大加筋效果系数 IR ,即:

$$IR = [(\sigma_1 - \sigma_3)_{fr} - (\sigma_1 - \sigma_3)_{f_0}] / (\sigma_1 - \sigma_3)_{f_0} \times 100\%$$

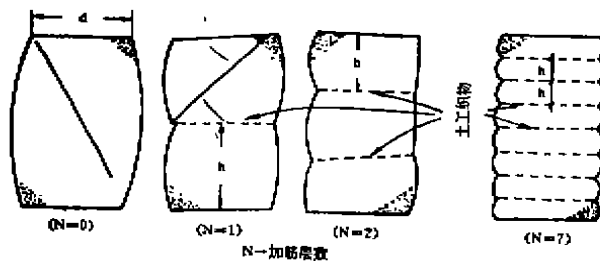


图1 三轴试样破坏形态,筋材为土工织物

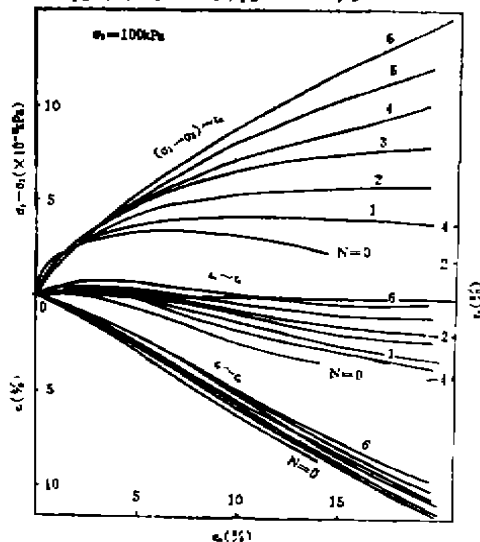


图2 三轴试样 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_a$ 、 $\epsilon_v \sim \epsilon_a$ 和 $\epsilon_r \sim \epsilon_a$ 关系曲线(青岛有纺土工织物)

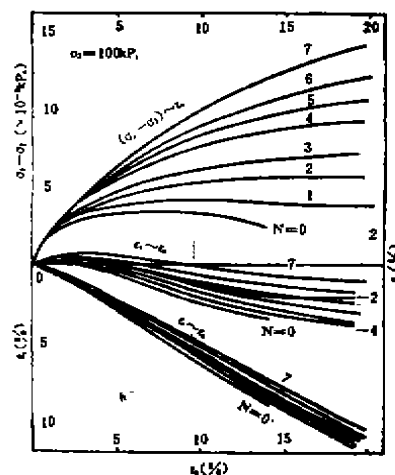


图3 三轴试样: $(\sigma_1 - \sigma_2) \sim \epsilon_a$ 、 $\epsilon_v \sim \epsilon_a$ 和 $\epsilon_r \sim \epsilon_a$ 关系曲线(筋材为常州有纺土工织物)

表4列出了无加筋砂和各种加筋砂,试样的抗剪强度参数(C 、 C_r)、 (φ, φ_r) ,破坏时的主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ 和轴向应变 ϵ_{af} ,以及最大加筋效果系数 IR 。为了考察应变较小时的加筋效果,表中同时列出了 $\epsilon_0 = 5\%$ 时的加筋效果系数 IR_5 。

有纺(青岛;常州)土工织物和无纺(湖南)土工织物加筋砂样的主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim$ 轴向应变 (ϵ_a) 、体积应变 $(\epsilon_v) \sim$ 轴向应变 (ϵ_a) 和径向应变 $(\epsilon_r) \sim$ 轴向应变 (ϵ_a) 关系曲线分别见图2、图3、图4。

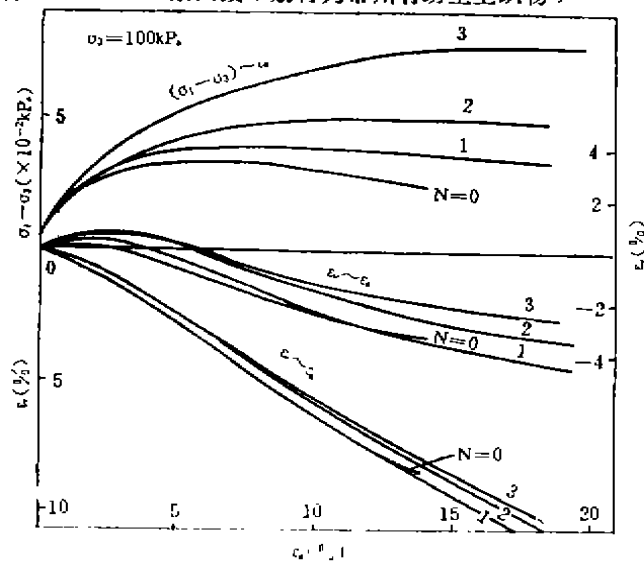


图4 三轴试样: $(\sigma_1 - \sigma_2) \sim \epsilon_a$ 、 $\epsilon_v \sim \epsilon_a$ 和 $\epsilon_r \sim \epsilon_a$ 关系曲线(筋材为湖南无纺土工织物)

三轴试验结果

表4

加筋材料	加筋层数 (N)	围压 σ_3 (kPa)	筋材间距 土样直径 $\frac{h}{D}$	破坏时		加筋效果系数		凝聚力 CC _c (kPa)	内摩擦角 φ', φ'_1
				$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	ε_{at} (%)	破坏时 IR (%)	$\varepsilon_{s1} = 5\%$ IR ₅ %		
无	0	100	1.98	338	7.52			0	38.2
		200		646	7.50				
		300		947	8.55				
		400		1214	10.51				
青岛有纺土工织物	1	100	0.99	425	9.50	25.7	12.4	32	38.0
		200		770	11.97	19.2	-0.8		
		200		1113	13.48	17.5	-3.2		
		400		1375	14.47	13.3	6.5		
	2	100	0.67	581	15.00	71.9	24.8	67	38.5
		200		941	13.81	15.7	3.9		
		300		1276	15.00	34.7	-0.8		
		400		1605	15.00	32.2	8.2		
	3	100	0.50	772	15.00	128.4	39.4	102	39.0
		200		1161	15.00	76.7	13.1		
		300		1468	15.00	55.0	4.9		
	4		0.41	884	15.00	161.5	40.6		
	5	100	0.34	1051	15.00	210.9	60.9		
	6		0.30	1194	15.00	253.3	53.3		
常州有纺土工织物	1		1.00	417	9.43	23.4	45.5		
	2		0.66	568	13.45	68.0	28.8		
	3		0.50	685	15.00	102.7	41.5		
	4	100	0.40	867	15.00	156.5	63.9		
	5		0.34	976	15.00	188.8	70.6		
	6		0.29	1082	15.00	220.1	76.7		
	7		0.25	1241	15.00	267.2	86.4		
湖南无纺土工织物	1	100	1.00	394	9.04	16.6	11.2	12	40.0
		200		760	10.56	17.6	32.0		
		300		1165	12.13	23.0	39.8		
	2	50	0.68	265	9.27			40	39.0
		100		512	14.10	51.5	13.6		
		200		857	12.83	32.7	5.51		
		300		1182	10.23	21.8	6.60		
	3	50	0.51	430	15.00			88	41.9
		100		767	11.47	126.9	86.1		
		150		1000	15.00				
200			1190	15.00	84.2	21.9			

2. 试验成果分析

有纺土工织物加筋砂样的应力应变特性:

在此, 主要探讨筋材铺设层数对加筋砂力学性能的影响。

从表4可以看出, 破坏时的最大加筋效果系数 IR 随加筋层数的增加而明显增大, 而轴向应变较小时的加筋效果系数 IR_0 则随加筋层数的增加而变化不大, 甚至出现小于零的现象。由于加筋材料的抗拉作用而使加筋砂产生的表观凝聚力 C_R 随着加筋层数的增加而增大; 然而, 加筋砂样的表观摩擦角 φ_R 由受加筋层数的影响不大, φ_R 值近似等于砂土本身的内摩擦角(φ)。

从图2、图3可以看出, 对应于不同加筋层数 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim (\epsilon_0)$ 曲线组, 在轴向应变很小时互相接近, 随着轴向应变的增大, 曲线组明显分散, 加筋层数愈多, 曲线的斜率愈大, 并愈接近于直线, 这种现象对青岛有纺土工织物的加筋砂尤为明显。从而说明, 在应变较大情况下, 随着加筋材间距的缩小和加筋层数的增加, 加筋土的应力—应变关系逐渐从非线性过渡到线性, 也就是说从土逐渐过渡到复合材料。

从图2、图3上的 $\epsilon_r \sim \epsilon_0$ 和 $\epsilon_r \sim \epsilon_0$ 关系曲线可以看出, 筋材对于削弱砂土的剪胀性及约束砂土的侧向变形是有明显效果的, 并且随着加筋层数的增加其作用程度增强。这是由于具有良好抗拉性能的筋材与土相互作用使砂样膨胀性受到抑制, 侧向应变减小, 筋材之间砂土变得密实, 从而增加了加筋砂的抗剪强度。

根据试验结果还可以看出, 对于有纺土工织物加筋砂试样, 不论是破坏时的加筋效果系数 IR , 还是应变 ϵ_0 为5%时加筋效果系数 IR_0 基本上随着围压 σ_3 增加而减小, 当加筋层数为1~2层时, 在某些围压下 IR_0 甚至出现负值。

无纺土工织物加筋砂样的应力应变特性:

从表4可看出, 无纺土工织物的加筋效果系数随着加筋层数的增加而增大, 随着围压的增大而减小。但是, 即使在小应变情况下, 也没有出现小于零的加筋效果系数。这是由于无纺土工织物与砂之间的摩阻力较大, 而且无纺土工织物的柔性较好, 波纹效应较明显的缘故。由于无纺土工织物加筋的作用, 加筋土样的表观摩擦角 φ_R 大于砂本身的内摩擦角, 由于加筋作用使加筋土样所产生的表观凝聚力 C_R 随加筋层数的增加而增大。

将图4与图2和图3对照可以看出, 在围压相同时, 对于轴向应变不大于5%的小应变情况, 无纺土工织物加筋砂的加筋效果系数等于甚至大于筋材为有纺土工织物加筋砂的加筋效果系数。对于大应变情况, 有纺织物加筋砂的加筋效果系数明显大于无纺土工织物加筋砂的加筋效果系数。这一结论的意义在于可以引出以下结论: 无纺土工织物与有纺土工织物一样可用于变形要求较严格的加筋土工程中; 并且由于无纺土工织物具有良好的排水、反滤、隔离等功能, 可扩大加筋土工程中填料的选用范围。

3. 加筋机理分析

有纺土工织物加筋砂的加筋机理分析:

当轴向应变较小时, 砂土与有纺土工织物的相互作用主要受它们之间的摩擦特性所控制。由于有纺土工织物与砂土时的摩擦角往往小于砂土本身的摩擦角, 所以会发生加筋砂试样强度低于未加筋砂试样强度的现象, 即表现为加筋效果系数小于零。但是, 当有纺土工织物的柔性较大时, 在较大的围压下会成波纹状, 即所谓的波纹效应, 从而增加了界面

间的摩擦力,使加筋试样的强度大于未加筋砂试样的强度,从而加筋效果系数大于零。从表3—1中结果反映出,由于常州产有纺土工织物较青岛产有纺土工织物柔性大,波纹效应明显,所以即使在围压很小($\sigma_3 = 100\text{kPa}$)、轴向应变很小的情况下 IR_s 也未出现负值。

当轴向应变较大时,砂土与土工织物的相互作用由土工织物的抗拉强度及砂土与土工织物间的摩擦特性共同控制。在大应变情况下,不同织物的波纹效应趋于相等,砂土与织物之间的摩擦阻力比较大,再加上柔性筋材的抗拉作用,在筋材间形成拱作用,这种拱作用能抑制砂土的剪胀性,约束砂土的侧向变形,使筋材之间的砂土受到压缩,从而获得高的抗剪强度,从表2及表3可知,青岛和常州有纺织物的抗拉强度分别为 56.5kN/m 和 20.8kN/m ,它们与试验用砂之间的相关系数 β_s ,分别为0.83和0.82。由于拱作用是随着筋材间距的减小、织物的抗拉强度增大,以及织物与土之间的相关系数 β_s 的增加而增强;所以,在大应变情况,青岛加筋砂的加筋效果系数大于常州加筋砂的值。

无纺土工织物加筋砂的加筋机理分析:

在轴向应变较小的情况下,砂与织物的相互作用主要由织物表面粗糙程度及其本身的柔性所控制。由于无纺织物表面较粗糙,柔性较大,有利于砂与织物之间的嵌锁效应和波纹效应的产生,使砂与织物相互作用增强,从而导致在小应变情况下,无纺织物加筋砂的加筋效果系数近似等于甚至大于有纺织物加筋砂的值。

在轴向应变较大的情况下,砂土与织物相互作用主要由织物的抗拉强度及织物表面的粗糙程度所控制。由于无纺土工织物的抗拉强度及其与试验用砂之间的相关系数 β_s 分别为 16.6kN/m 和0.83,所以无纺织物加筋砂的拱作用比有纺织物加筋砂的拱作用弱,从而导致大应变情况下无纺织物加筋砂的加筋效果系数小于有纺织物加筋砂的值。

加筋砂小型载荷试验成果与分析

1. 试验结果

加筋砂层的制备方式见图5,加筋材料为青岛有纺土工织物,湖南和桐乡的无纺土工织物及鄂州无纺纱布。

为了定量地表示加筋砂层承载力的增加程度,这里引入承载力比(BCR)的概念,即:

$$BCR = [R]_r / [R]_0$$

式中: $[R]_0$ ——无加筋砂层的承载力 (kPa)

$[R]_r$ ——加筋砂层的承载力(kPa);

$[R]_0$ 和 $[R]_r$ 所对应的沉降量相等。

由于加筋效果取决于土工织物抗拉强度的发挥,抗拉强度的发挥又依赖于土工织物的变形,为了使土工织物达到一定的变形程度(应变4~6%)^{[6][7]},这里取沉降比(S/d)为0.15和0.20时所对应的荷载作为承载力 $[R]_0$ 或 $[R]_r$,无加筋砂在沉降比(S/d)为0.15和0.20时的承载力分别为 50kPa 和 77kPa 。

考察(1)加筋层相对间距(h/d), (2)加筋层数(N)和筋材设置方式, (3)筋材种类对

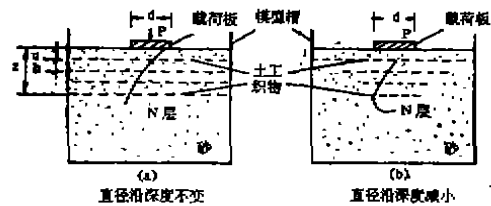


图5 加筋砂的制备方式 (Z = 筋材铺设范围; u = 第一层筋材埋深; h = 筋材间距; d = 荷载板直径)

承载力影响的试验结果分别示于图6、图7和图8。

2. 试验成果分析

(1) 加筋层间距(h/d)的影响

图6表示加筋层为两层的加筋砂的承载力比(BCR)随加筋层间距(h/d)的变化。从图中可以看出,在h/d=0.25时,三种加筋材料(鄂州纱布、桐乡无纺织物、青岛有纺织物)加筋砂层的BCR都达到最大值。因此,得出结论:加筋层间距h/d存在一个最佳值,当h/d等于最佳值时,加筋材料的加筋效果最佳。

(2) 加筋层数N和加筋材料设置方法的影响

图7表示承载力比(BCR)随加筋层数N和筋材设置方法的变化,从图中可以看出:

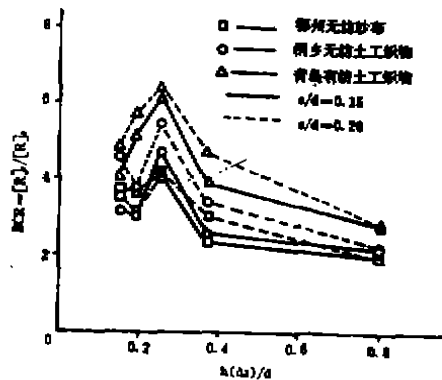


图6 BCR随 $\Delta z/d$ 的变化, $u/d = 0.25, N = 2$

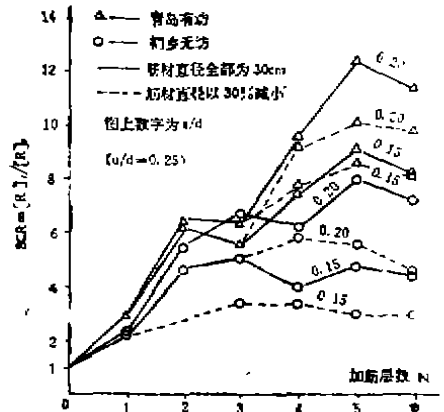


图7 BCR随加筋层数N和筋材设置方法的变化

所有试验曲线都表现出如下规律:BCR随着N的增加而增大,但超过某个N值后,BCR反而略有下降,这表明BCR值并不是随着N的增加而无限增大,而是存在一个最佳加筋层数 N_{opt} ,在 N_{opt} 情况下,加筋效果最好。比较各条曲线后还可以看出,有纺土工织物的 N_{opt} 大于无纺土工织物的 N_{opt} ,在N相同的情况下,有纺土工织物的BCR大于无纺织物的BCR,由此反映:有纺土工织物加筋层的效果较无纺土工织物的好。

对代表两种设置方式的BCR~N曲线加以比较后看出,土工织物直径沿深度减小情况下的BCR值比直径沿深度不变情况下的要小,但相差不大,这表明结合实际工程中的地基应力分布规律来考虑设置方式,能得到一定的经济效益。

(3) 加筋材料种类的影响

图8是三种筋材的砂层承载力比的比较。

从图中可以看出:

当沉降比(s/d)=0.20时,青岛有纺土工织物加筋砂层的BCR最大,桐乡无纺织物的次之,鄂州纱布的最小。

当沉降比(s/d)=0.15时,仍然是青岛有纺土工织物加筋砂层的BCR最大,但桐乡无纺织物的和鄂州纱布的却换了位置,即鄂州纱布的次之,桐乡无纺织物的最小。

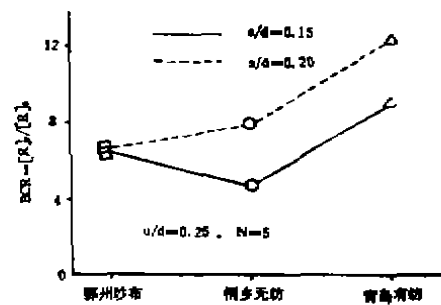


图8 BCR随不同加筋材料的变化

从前述资料可知,三种材料与试验用砂之间的内摩擦角相关系数 E_s ,数鄂州纱布最大,桐乡无纺布物次之,青岛有纺织物最小,而三种材料的抗拉强度则以青岛有纺织物最大,桐乡无纺布物次之,鄂州纱布最小。

由此可见,加筋材料的抗拉强度是影响加筋效果的主要因素,而加筋材料与砂之间的摩擦特性也是影响加筋效果的重要因素。具有高的抗拉强度且与土之间的相关系数较大的加筋材料将会有效地提高地基的承载力。

结论

1. 筋材为有纺土工织物的加筋砂的表现凝聚力 C_r 随加筋层数的增加而增大,表现内摩擦角 φ_r 近似等于砂本身的内摩擦角 φ ,筋材为无纺土工织物的加筋砂的表现凝聚力 C_r 亦随着加筋层数的增大而增大,但由于嵌固效应、波纹效应较显著的无纺土工织物与砂之间的摩擦阻力较大,所以无纺土工织物加筋砂的表现内摩擦角 φ_r 大于砂本身的内摩擦角 φ 。

2. 筋材与砂的共同作用使砂的剪胀性受到抑制,并且约束了砂的侧向变形,在大应变情况下,由于拱作用使筋材之间的砂产生压缩,从而增强了砂的抗剪强度,拱作用主要取决于织物的抗拉强度以及砂与织物时的摩擦特性。在小应变情况下,砂与土工织物相互作用主要取决于织物的柔性以及织物与砂接触界面间的摩擦特性。当织物柔性较小时,波纹效应及嵌固效应就较小,在这种情况下,会产生小于零的加筋效果系数。

3. 由于在小应变时,无纺土工织物的加筋效果系数往往大于有纺织物的值,因此将无纺土工织物作为加筋材料用于变形要求较严格的加筋土工程中是可行的,从而扩大了工程填料的选用范围。

4. 对于两层筋材的加筋砂层,筋材间距($\Delta z/d$)存在一个最佳值,当 $\Delta z/d$ 等于最佳值时,加筋效果最显著,对于多层筋材的加筋砂,加筋效果也不是随加筋层数的增加而无限增大,同样存在一个最佳加筋层数。

5. 加筋材料设置方式对加筋效果有影响,根据实际工程中地基应力分布规律来设置加筋材料将使加筋土工程在经济上受益。

6. 加筋材料的抗拉强度及其与土之间的摩擦特性是影响加筋土层承载能力的两个主要因素,具有高的抗拉强度与土之间的相关系数较大的加筋材料将会有效地提高地基的承载力。

主要参考文献

- [1] 赵爱根,加筋粘土的抗剪强度,岩土工程学报,1988年1月。
- [2] Jean Biquet, A.M.ASCE and Kenneth L.Lee, M.ASCE, Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs, proc of the ASCE, J.of the Geotech.Eng. Div, 1975, Vol.101, No 7-12 1241-1255.
- [3] 刘祖德、陆士强、王钊、土工织物加筋基础的承载能力,土工织物译文集,武汉水利电力学院,1986年7月。
- [4] 李同田译,土——土工织物——填土体系的小比例尺荷载试验,工程与冻土,1985年第1期。
- [5] 王成梓,土工织物加固的松土上面砂层的承载能力,工程与冻土,1985年第1期。
- [6] 龚履华、马时冬,测试土工织物变形的特种大应变计的研制,《合成材料加固土体的机理,分析方法及应用研究》研究成果论文汇编(1988~1990),1991年2月。
- [7] 马时冬,土工织物软基处理效果的室内模型试验,同上。

纤维加筋粘性土的抗拉和抗裂性能研究

陈 轮 李广信

(清华大学水电系)

[摘要] 土体中出现拉应力,可能对工程产生不利影响。为了研究纤维加筋粘性土的抗拉和抗裂特性,本文作者进行了这种加筋土的单轴拉伸试验和厚壁圆筒试验并与素土的相应试验作比较,还将试验结果与弹性理论和塑性理论的计算结果进行了对比和分析。结果表明,加筋使土的韧性有较大提高,也较好地改善土体的抗拉和抗裂性能。

前言

以往用土工合成材料做加筋土时,通常是以织物等形式在土体中一定位置沿预计的拉应变方向布置的。为了在陡坡、挡墙、埋管、基底及其他应力状态复杂、承受往复荷载和动荷载的工程中应用加筋土,有人对连续纤维加筋砂土进行了研究,并已将该技术应用到实际工程中。与土工织物相比,细长的纤维线与砂土接触面更大、更紧密,连续性更好,能使加筋土获得比其他方法更高的粘聚力,并且能较好地保持土体的天然性状,与环境较为协调。

通常纤维加筋土的填料都采用砂土。但为了节省运输费用,就地取材,常需要对粘性土加筋。另外,在粘土心墙、堤坝等防渗材料需要加固时,如用土工织物等方法,会改变土体的渗透性而对工程不利。为了适应土工合成材料应用范围日益扩大的需要,制成适应性更广的加筋土,对纤维加筋粘性土的研究已提到日程^[1]。本文对纤维加筋粘性土的抗拉及抗裂特性进行了研究。

纤维加筋粘性土的单轴拉伸试验和厚壁圆筒试验

试验材料为聚丙烯连续纤维及塑限为16.5、塑性指数为10.1的白河堡粘性土。

(一) 单轴拉伸试验

试样是在特制的金属模内用静压法制成的。制样时,在试样模内一边撒下已过2mm筛并按要求配好含水量仍呈松散状的湿土,一边放进散开的占干重2%的聚丙烯连续纤维,使它们均匀混合。然后,用螺旋千斤顶由侧向给试样施加静压力,压实到一定的密度。试样长16cm、宽7cm、高14cm,干容重 $\gamma_d = 17.0 \pm 0.1 \text{ kN/m}^3$,含水量 w 约为16.0%。加力端板与试样端部用环氧树脂粘结试验时试样平放于垫有密排滚珠的试验台面上,逐级向砝码盘上加荷重,并记录试样两端测微计读数,直至试样被拉断。断裂面与轴向垂直,属脆性破坏。应力~应变关系如图1所示。当拉应变为0.5%左右时,素土试样即发生断裂

破坏,对于加筋试样,当拉伸应变达到0.93%时,土体断裂,但试样并未断。其拉力全部由纤维承担,在荷重不变的情况下,纤维逐渐被拉长直至拉断,导致试样破坏。虽然在筋材和土体二者共同作用期间($\epsilon \leq 0.5\%$),纤维的加筋作用不很明显,但是加筋试样断裂时强度及应变均高于素土试样,说明筋材的存在调整了土体内的应力分布,提高了土体的韧性和承载力。

图1中的试验成果可用理想弹塑性曲线来拟合,得到弹性模量 $E = 5000\text{kPa}$,素土的极限拉应力 $\sigma_{t,0} = 18.3\text{kPa}$,加筋土的 $\sigma_{t,r} = 21.3\text{kPa}$ 。在本文的下节分析中将要用到这些参数。

(二) 厚壁圆筒试验

1. 试样制备方法

试样是一个内半径 $a = 10\text{mm}$ 、外半径 $b = 50\text{mm}$ 、高 $H = 200\text{mm}$ 的不饱和击实粘性土空心圆筒,如图2所示。制样模具由一个固定于底座上的套有橡皮膜的多孔铜管和内衬橡皮膜的圆形金属两瓣模组成。根据试样体积和要求的干容重,称取配好的湿土和纤维,将它们分别分为8等分,用如上所述的方法将纤维与土均匀混合,在制样模内分8层击实。分层处打毛。所得试样的干容重、含水量和纤维含量均与单轴拉伸试验相同。

2. 试验方法

试验是在经过改装的常规三轴仪上进行的。改装主要是增加了,一套试样内控压力提供和量测系统及内腔体变量测系统。试样在三轴压力室内首先在常压 p_0 下固结12小时至稳定。然后,每15分钟按一定的压力增量 Δp ,逐级增加内腔压力 p_i ,并通过观察量测试样轴向位移的百分表控制轴向应变始终保持为0,以保证试验过程在平面应变条件下进行。记录内压 p_i 、内腔体积变化 Δv_i 、三轴室体积变化 Δv_c 及轴向荷载读数 N_z ,直至试样破坏。对于 $p_0 = 0, 50, 100$ 和 200kPa 的试验,增量 Δp ,分别为5, 10, 10和 20kPa 。

3. 试验结果

当内压 p_i 增加到某一值时,素土试样裂开为对称的两瓣或三瓣,表现为脆性断裂的破坏形式。加筋土试样在内压 p_i 增至某一值后,内腔体积将持续不断地增大,但并未裂开。试样发生塑性流动破坏,相应的 p_i 值比相同室压下素土试样的更高。破坏时在加筋土试样的外表面可观察到许多细微的短裂缝,但由于筋材的存在,这些竖向的小裂缝没能连成更大的裂缝。加筋使土具有更强的塑性变形适应能力,调整了试样内的应力分布,使其承载力得到较大提高。在室内 $p_0 = 0, 50, 100$ 和 200kPa 下,两种试样的试验结果如图3(a)~3(d)所示。

由图4、图5及表2可见,加筋土与素土相比,当 $p_0 = 50, 100$ 和 200kPa 试样破坏时,内压 p_i 平均提高31.8%。

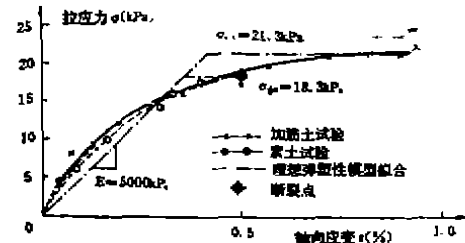


图1 加筋土与素土的单轴拉伸试验

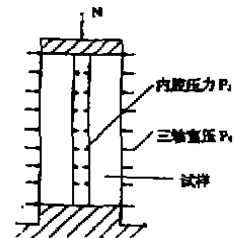


图2

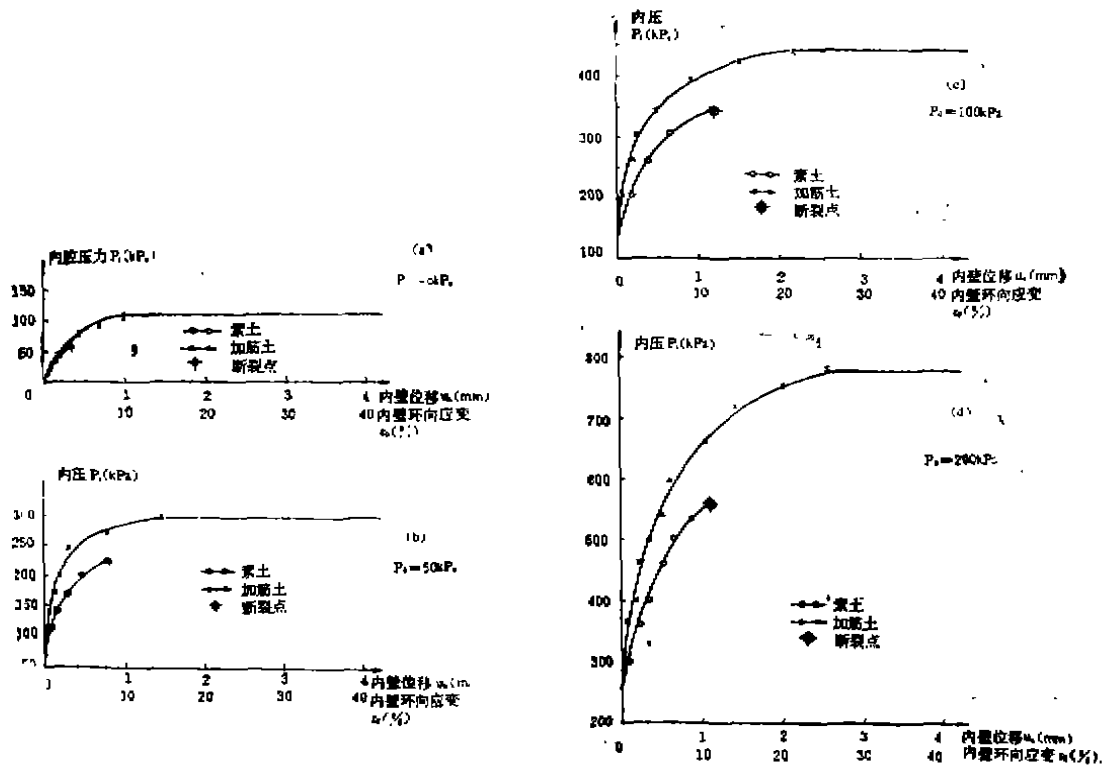


图3 加筋土与素土的厚壁圆筒试验结果(a)、(b)

图3 加筋土与素土的厚壁圆筒试验结果(c)、(d)

厚壁圆筒的弹性理论和塑性理论的应力变形分析

在平面应变条件下，厚壁圆筒试样水平截面上弹性阶段径向应力 \$\sigma_r\$、环向应力 \$\sigma_\theta\$ 及径向位移 \$u\$ 可根据拉密公式计算

$$\sigma_r = \frac{a^2 b^2 (p_0 - p_i)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r^2} + \frac{p_i a^2 - p_0 b^2}{b^2 - a^2} \quad (1)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{a^2 b^2 (p_0 - p_i)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r^2} + \frac{p_i a^2 - p_0 b^2}{b^2 - a^2} \quad (2)$$

$$u = \frac{1}{E} \left[(1 + \mu) \frac{a^2 b^2 (p_0 - p_i)}{(b^2 - a^2) r} + (1 - \mu) \frac{p_i a^2 - p_0 b^2}{b^2 - a^2} r \right] \quad (3)$$

式中弹性模量 \$E = 5000\$ kPa 由图 1 获得，泊松比 \$\mu = 0.35\$ 取自文献 [2]，\$\sigma_r\$、\$\sigma_\theta\$ 均为以拉为正，其余符号见图 4。

这里定义两种典型的破坏型式：脆性破坏和塑性破坏。前者是指当内压 \$p_i\$ 增大到一定数值，在内壁处引起的环向拉应力 \$\sigma_\theta\$ 等于土的极限抗拉强度 \$\sigma_t\$ 时试样即整体破坏。将 \$\sigma_\theta = \sigma_t\$ 代入(2)式，得到内压 \$p_i\$ 的弹性极限值 \$p_{ir}\$：

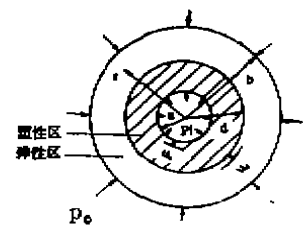


图4

$$p_{ie} = \frac{2b^2 p_0^2 + (b^2 - a^2) \sigma_r}{(a^2 + b^2)} \quad (4)$$

式中 $b = 50\text{mm}$, $a = 10\text{mm}$, $r = 10\text{mm}$ 。加筋土的极限抗拉强度 $\sigma_{rr} = 21.3\text{kPa}$ 和素土的 $\sigma_{rs} = 18.3$ 取自图 1。 $p_0 = 0, 50, 100$ 和 200kPa 时对应的内压弹性极限值 p_{ie} 计算结果见表 2。

脆性破坏时内壁位移 u_i 的弹性极限值 u_{ie} 可通过将 $p_i = p_{ie}$ 代入 (3) 式求得。计算结果列入表 2 中。

素土试样塑性区扩展范围可由试验结果计算出来。

(1) 由试样破坏时的内壁位移计算

设塑性区最大半径为 d , 该处位移为 u_d 。利用塑性理论的一般方法, 假定处于受拉塑性区内的材料体积不变:

$$\pi(d + u_d)^2 - \pi(a + u_a)^2 = \pi d^2 - \pi a^2 \quad (5)$$

即可求得内壁位移 u_d 。塑性位移较大, 二阶微量不能忽略。解得:

$$u_d = \sqrt{d^2 + (u_a^2 + 2au_a)} - d \quad (6)$$

该处的径向压力 q_d 可由 (4) 式求得, 只是该式中 a 应换为 d , 如式 (7)。再令 (3) 式中 $a = r = d$, $p_i = q_d$, 可求出塑性区外的弹性环内壁也即塑性区最大半径 d 处的位移 u_d :

$$q_d = \frac{2b^2 p_0 + (b^2 - d^2) \sigma_r}{(d^2 + b^2)} \quad (7)$$

$$u_d = \frac{1}{E} \left[(1 + \mu) \frac{d^2 b^2 (q_d - p_0)}{(b^2 - d^2) d} + (1 - \mu) \frac{q_d d^2 - p_0 b^2}{b^2 - d^2} d \right] \quad (8)$$

由 (6)、(7)、(8) 三式用一迭代程序即可求出 d 。

(2) 由试样破坏时内腔压力 p_i 计算

可以导出塑性区最大半径为 d 时对应的内腔压力 p_i 的表达式为

$$p_i^2 = \frac{2b^2 d}{a(b^2 + d^2)} p_0 + \frac{2b^2 d - a(b^2 + d^2)}{a(b^2 + d^2)} \sigma_r \quad (9)$$

将试样破坏时量测到的内腔压力 p_i 值代入上式, 即可解出 d 。用此法求得当 $p_0 = 0, 50, 100, 200\text{kPa}$ 时相应的 d 值如表 1。

素土试样塑性区最大半径

表 1

三轴室压力 P_0 (kPa)	0	50	100	200
塑性区最大半径 d (cm)	2.51	2.16	1.69	1.43

塑性区最大半径 d 还可考虑用三轴伸长试验 (σ_3 可不为 0) 得到的极限拉应变 ϵ_s 来计算。设当内壁处环向拉应变 $\epsilon_\theta = \epsilon_s$ 时试样破坏, 此时塑性区最大半径即为 d 。计算时令 $\epsilon_\theta = \epsilon_r$, 即可求得 $u_a = a\epsilon_\theta = a\epsilon_s$, 然后按上述方法计算 d 。这样计算的 u_a 值比实验值小得较多。实际上, 三轴伸长试验中极限拉应变 ϵ_s 是整个试样的平均应变, 即试样总伸长量与初始长度之比, 而试样往往会出现颈缩现象, 使 ϵ_s 不能准确地反映试样破坏前适应较大变形的能力。因此用圆筒内壁处环向拉应变 ϵ_θ 达到三轴伸长极限拉应变 ϵ_s 作为厚壁圆筒的破

坏条件是不合适的。

所谓塑性破坏是指随着内压 p_i 的增大,圆筒的内壁附近开始形成一塑性环。该环随内压 p_i 的增加而增大。当塑性环扩大到全截面时,试样达到塑性流动状态而破坏。可以求得导致厚壁圆筒达全截面屈服的内腔压力塑性极限值 p_{ip} 为:

$$p_{ip} = \frac{b}{a'} p_0 + \left(\frac{b}{a'} - 1 \right) \sigma_s \quad (10)$$

试样中试样变形,内腔体积膨胀,内壁产生向外的位移 u_{ip} ,试样内径 a 将变为 a' :

$$a' = a + u_{ip} \quad (11)$$

而试样外径 b 的变化不大,可以忽略。

u_{ip} 可以借用弹性模型求得。试样破坏前瞬间,塑性环尚未扩展至整个试样断面,试样最外周尚有处于弹性区的一个弹性环。如图4所示。该环内边缘 $r=d$ 处的径向压力 q_d 可由式(7)式求得,再利用(8)式,即可求得弹性环内侧的径向位移 u_d ,也就是塑性环外侧的径向位移。

由(5)式可得用 u_d 表示试样破坏时内壁位移 u_a 的表达式:

$$u_a = \sqrt{a^2 + (ud^2 + 2du_d)} - a \quad (12)$$

当塑性区随 p_i 上升接近于 p_{ip} 而扩大到临近全断面时,用求极限的方法即可由式(3)和式(12)计算出当 $d \rightarrow b$ 时试样内壁的位移 u_{ip} 。将 u_{ip} 代入式(11),求得不同 p_0 下的 a' 值,再利用式(10),即可求得不同 p_0 下的 p_{ip} 、 u_{ip} 、 p_{ip} 及 a' 值见表2。

试验结果与理论计算结果的内腔压力内壁位移汇总和对照

表2

P ₀ —三轴室压(kPa)	0			50			100			200			平均	
	P _i	u _i	ε _θ	P _i	u _i	ε _θ	P _i	u _i	ε _θ	P _i	u _i	ε _θ	P _i	u _i
	kPa	cm	%	kPa	cm	%	kPa	cm	%	kPa	cm	%	kPa	cm
弹性极限计算值(σ _s = 18.3kPa)	16.9	0.05	0.5	113	0.12	1.2	209	0.17	1.7	402	0.32	3.2		
素土试验	55	0.21	2.1	230	0.80	8.0	340	0.97	9.7	560	1.45	14.5		
加筋土试验	110	0.99	9.9	300	1.48	14.8	440	1.82	18.2	760	2.66	26.6		
塑性极限计算值(σ _s = 21.3kPa)	74.6	0.87	8.7	289	1.60	16.0	493	2.29	22.9	850	3.46	34.6		
加筋土比素土提高(%)	118	371		30.4	85		29.4	87.6		35.7	83.4		31.8	85.3
素土试验与弹性极限计算值之比	3.25	4.20		2.03	6.67		1.63	5.71		1.40	4.53		2.08	5.28
素土试验与塑性极限计算值之比	0.74	0.24		0.80	0.50		0.69	0.42		0.66	0.42		0.72	0.40
加筋土试验与塑性极限计算值之比	1.47	1.14		1.04	0.92		0.89	0.80		0.89	0.65		1.07	0.88
修正内径a'(mm)	11.0			11.5			11.8			12.7				

试验结果与理论计算结果的对比和分析

为比较加筋土与素土的厚壁圆筒试样破坏时内壁位移和内腔压力的大小,并将它们与用弹性理论和塑性理论计算的极限值作对比分析,将试样破坏时素土和加筋土试验及用弹性理论和塑性理论计算极限值的外压 $p_0 \sim$ 内压 p_i 、 $p_0 \sim$ 内壁位移 u_i (环向应变 ϵ_0)关系曲线分别绘于图5、图6。

试样破坏时素土试验结果与弹性极限计算值相比,内腔压力 p_i 平均为2.08倍,内壁位移 u_i (环向应变 ϵ_0)平均为5.28倍;而素土试验结果与塑性极限计算值相比, p_i 平均为0.72倍, u_i (ϵ_0)平均为0.40倍。可见素土试验值比弹性极限计算值高得多。试验内压 p_i 增加到弹性极限计算值时,土样由于有一定的塑性可在内壁附近进行应力调整,而不是立即开裂发生破坏。且塑性区还能有一定的发展,试样还能承受更大一些的内压 p_i 。但素土试验值与塑性极限计算值相差较多,这可能是在试验过程中, p_i 超过弹性极限后,随着 p_i 的增加,试样内壁环向应变 ϵ_0 将进一步增大,达到素土的极限拉应变 $\epsilon_{0,1}$ 。由表1可见,此时的塑性环只能扩大到一定程度,而内壁却已开裂,试样发生破坏。

加筋土试验破坏值与塑性极限计算值相比,内压 p_i 平均为1.07倍,内壁位移 u_i (环向应变 ϵ_0)平均为0.88倍。试验与计算结果是比较接近的。

结语

(一)单轴拉伸试验表明,在以断裂破坏为主的情况下,由于粘性土断裂时应变很小此时纤维作用未充分发挥,对土体强度的提高不明显。但筋材的存在调整了土体内的应力分布,限制了土体中局部裂缝的扩展,因而能增加土体的韧性。改善了土体的抗拉和抗裂性能。

(二)厚壁圆筒试验和弹性理论的计算分析表明,素土试样破坏前能有一定的塑性应力调整,破坏时的内腔压力和内壁变形明显比弹性极限计算值大得多,但离塑性极限计算值仍有相当差别,素土试样不能进行充分的塑性应力调整。试样破坏呈脆性断裂。而加筋土中筋材的存在增强了试样适应塑性变形的能力,能比较充分地进行试样内的塑性应力调

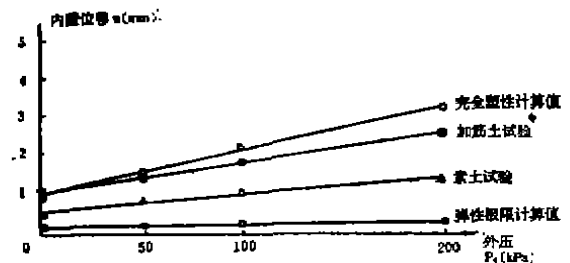


图5 试验结果与理论计算结果的内壁位移比较

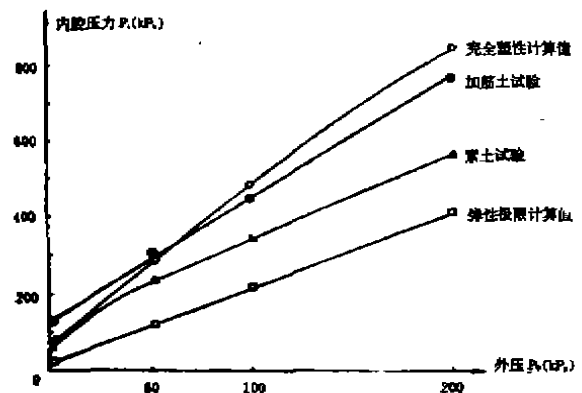


图6 试验结果与理论计算结果的内腔破坏压力和极限压力比较

整,且筋材本身也能承受一定的荷载,因而使试样破坏时的应力变形与全截面达塑性状态的塑性极限值相近,具有比素土更好的抗拉和抗裂性能。

参考文献

- [1] Andersland, O.B. and Khattak, A.A., Shear Strength of Kaolinite/Fiber Soil Mixtures, Proceedings, International Conference on Soil Reinforcement, Vol. I, Paris, France, 1979.
- [2] 李广信,土的三维本构关系的探讨与模型验证,清华大学博士论文,1985年3月。
- [3] 孙亚平,水力劈裂机理研究,清华大学博士论文,1985年12月。
- [4] 丁金粟,孙亚平,水力劈裂试验中击实土厚壁筒应力分析,清华大学水利系科学报告,6,1985年12月。
- [5] 陈轮,李广信,纤维加筋粘性土的试验研究及其应变关系的计算,全国第二届土工合成材料科学会议论文选集,1990年9月。

复合地基引论(三)

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所)

横向增强体复合地基承载力

横向增强体复合地基主要包括由各种加筋材料,如土工聚合物、金属格栅等形成的复合地基。常被视作加筋垫层用于加固软土路基、堤基和油罐地基等。近些年来,土工聚合物发展很快,在砂垫层中铺一层或几层土工织物组成加筋体复合地基用于软基加固工程逐渐增多。有时与排水固结法联合使用,在横向加筋体复合地基加固区下卧层中设置排水砂井,加速下卧层土体的固结,更有利于进一步提高地基承载力和更早完成固结沉降。横向增强体复合地基的工程实践促进了横向增强体复合地基理论的发展。然而,至今对横向增强体的作用及其工作机理并未完全了解。对横向增强体复合地基的承载力和沉降计算尚无较成熟的理论。各国学者从室内和现场试验、理论分析和工程实践等方面对横向增强体复合地基的作用机理、破坏形式开展研究,其中对土工织物复合地基研究较多。这里主要介绍土工织物复合地基的研究成果。下面介绍几位学者提出的几种实用计算方法。

1. Florkiewicz (1990) 承载力公式

图1表示横向增强体复合地基上的条形基础。刚性条形基础宽度为 B ,下面是厚度为 z_0 的加筋复合土层,其视粘聚力为 c_r 、内摩擦角为 φ_0 ,复合土层以下的天然土层粘聚力为 c 、内摩擦角为 φ 。Florkiewicz认为基础的极限荷载 $q_f B$ 是无加筋体($c_r = 0$)的双层土体系的常规承载力 $q_0 B$ 和由加筋引起的承载力提高 $\Delta q_f \cdot B$ 之和,即

$$q_f = q_0 + \Delta q_f \quad (1)$$

复合土层中各点的视粘聚力 c_r 值取决于所考虑的方向,其表达式为(Schlösser和Long, 1974),

$$c_r = \sigma_0 \frac{\sin \delta \cos(\delta - \varphi_0)}{\cos \varphi_0} \quad (2)$$

式中, δ ——考虑方向与加筋体方向的倾斜角;

σ_0 ——加筋体材料的纵向抗拉强度。

当加筋复合土层中加筋体沿滑移面 AC 断裂时,地基破坏,此时刚性基础速度为 V_0 。加筋体沿 AC 面断裂引起的能量消散率增量为

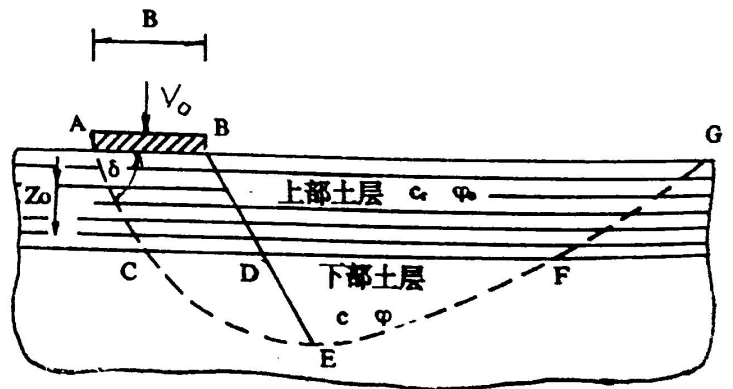


图1 横向增强体复合地基上的条形基础

$$D = AC \cdot c_r \cdot V_0 \frac{\cos \varphi_0}{\sin(\delta - \varphi_0)}$$

$$= \sigma_0 V_0 Z_0 \operatorname{ctg}(\delta - \varphi_0) \quad (3)$$

于是承载力的提高值可用下式表示

$$\Delta q_1 = \frac{D}{V_0 B} = \frac{Z_0}{B} \sigma_0 \operatorname{ctg}(\delta - \varphi_0) \quad (4)$$

上述分析中忽略了ABCD区和BGFD区中由于加筋体存在($c_r \neq 0$)能量消散率增量的增加。

δ 值根据Prandtl破坏模式确定,由式4计算的结果同Binqnet和Lee (1975)的试验数据作了比较,如图2所示。计算结果与试验资料比较表明,该法可推荐用于实际工程的计算。

2. Nishigata-Yamaoka(1990)承载力公式

土工织物加筋体复合地基在荷载作用下,荷载作用面的正下方产生沉降,其周边地基产生侧向位移和部分隆起,土工织物加筋体约束地基的位移,土工织物加筋体复合土层的应力条件假定如图3所示。加筋复合土层厚度为 D ,底面最大沉降为 ω_{max} ,应力扩散角度如图中所示。图示作用在复合土层上的力 q_r ,为朗金被动土压力。被动土压力的竖向分量 Q_z 和水平分量 Q_x 可由下式计算:

$$Q_z = \int_0^\theta q_r \cos \phi R d\phi \quad (5)$$

$$Q_x = \int_0^\theta q_r \sin \phi R d\phi \quad (6)$$

Yamanouchi (1979) 提出用太沙基承载力公式考虑土工织物加筋体中拉应力的影响,建议承载力公式采用下述形式,

$$q_{ul} = c_u N_c + 2Q_z/B^1 + q_r N_q + \gamma \omega_{max} \cdot N_q \quad (7)$$

- 式中 γ —— 土的容重;
- c_u —— 土的不排水抗剪强度;
- B^1 —— 应力扩散后作用面宽度, 如图所示;
- N_c, N_q —— 承载力系数。

式7中尚未考虑复合土层中土体对加筋体的约束而引起承载力的提高。采用Meycrhof (1974)

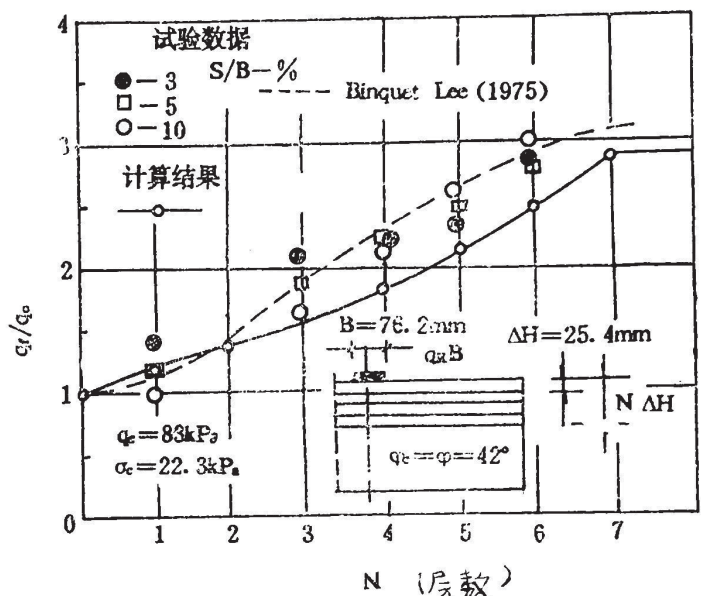


图2 计算与试验结果比较 (引自Florkiewicz, 1990)

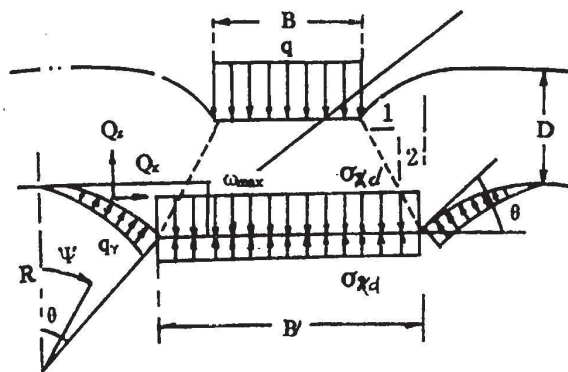


图3 土工织物加筋复合土层的应力条件

提出的粘土层上砂垫层的极限承载力表达式

$$q_{uz} = c_u N_c + 2p_p \sin \delta / B \tag{8}$$

式中第二项代表由水平向被动土压力引起的砂土层的承载力分量， p_p 为被动土压力， δ 为被动土压力与水平向夹角。对加筋体复合土层尚需考虑由加筋体引起的被动土压力水平分量 Q_x 的约束作用引起的承载力分量。于是可以得到土工织物加筋复合地基的极限承载力公式为

$$q_f = c_u N_c + 2Q_x / B' + q_r N_q + (2P_p + 2Q_x) \sin \delta / B + \gamma \omega_{max} N_q \tag{9}$$

若简化图3所示的应力条件，采用图4所示的计算简图，则极限承载力公式可用下式表示：

$$q_f = CN_c + 2p \sin \theta / B + \beta \frac{p}{r} N_q \tag{10}$$

式中 p ——土工织物的抗拉强度；
 θ ——基础边缘加筋体倾斜角，一般为 $\theta = 10 \sim 17^\circ$ ；
 r ——假想圆半径，一般取3m，或为软土层厚度一半，但不能大于5m；

β ——系数，一般取 $\beta = 0.5$ ；

c ——地基土粘聚力；

B ——基础宽度；

N_c, N_q ——与内摩擦角有关的承载力系数，一般取 $N_c = 5.3, N_q = 1.4$ 。

式10中第一项是原天然地基承载力，第二和第三项是由于铺设土工织物加筋体而引起的承载力提高部分。式9比式10考虑的影响因素更多。

3. 土工织物加筋体复合地基的极限承载力公式

陈文华(1989)改进了Ingold, T.S.(1982)提出的加筋复合土的不排水剪强度理论，推导出土工织物加筋体复合地基的极限承载力公式。

平面应变问题如图5所示。

B 为加筋宽度， $B = 2b$ ， S 为加筋间距，取一单元体进行分析，并假定：

(1) 土体与土工织物加筋体界面上每处均达到最大剪应力 τ_f 而屈服， τ_f 表达式为

$$\tau_f = c_a + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi_a \tag{11}$$

式中 c_a ——土与土工织物界面上的视粘聚力；

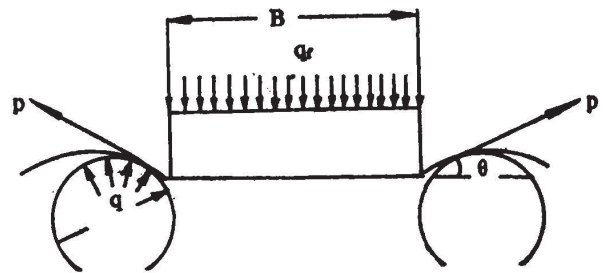


图4 土工织物加筋复合土层计算简图

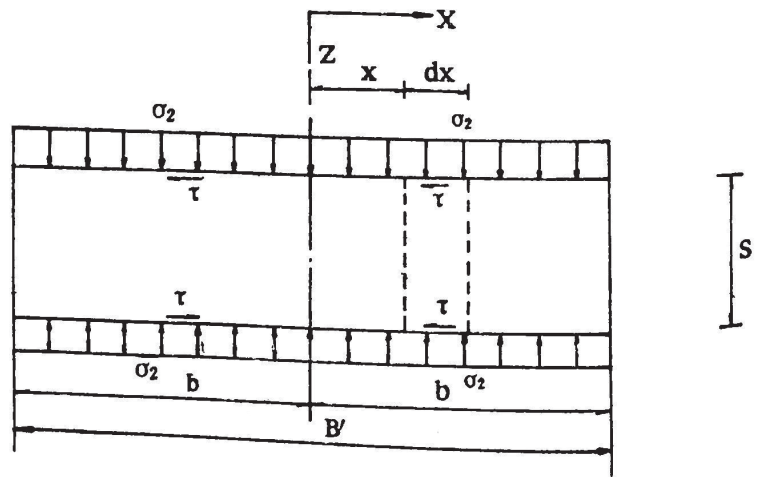


图5 平面应变问题

φ_a ——土与土工织物界面上的视摩擦角。

(2) 土与土工织物相互间无相对滑动；

(3) 复合土体破坏遵循莫尔-库伦准则。

根据理想弹塑性增量理论及莫尔-库伦准则，不排水条件下单元体中有

$$d\sigma_z = d\sigma_x \tag{12}$$

考虑在 x 方向受力平衡，得

$$2\tau_f dx + Sd\sigma_x = 0 \tag{13}$$

结合式11、式12和式13，得

$$\frac{d\sigma_z}{dx} + \frac{2\text{tg}\varphi_x}{S} \sigma_z = -\frac{2c_u}{S} \tag{14}$$

考虑边界条件，当 $x = b$ 时， $\sigma_z = 2c_u - \sigma_3$ ，解微分方程式14，得

$$\sigma_z = \frac{c_u}{\text{tg}\varphi_a} [e^{f(x)} - 1] + (2c_u + \sigma_3) e^{f(x)} \tag{15}$$

式中

$$f(x) = -\frac{2\text{tg}\varphi_a}{S}(x - b) \tag{16}$$

c_u ——土体的不排水抗剪强度。

σ_z —— z 方向的局部应力；

S ——土工织物加筋间距；

σ_3 —— $x = b$ 时，土体中水平向应力；

$B = 2b$ 为土工织物加筋体宽度。

沿 x 方向加筋范围内平均竖向应力 $\bar{\sigma}_z$ 为

$$\bar{\sigma}_z = \frac{1}{b} \int_0^b \sigma_z dx \tag{17}$$

将式15和式16代入式17，经整理可得

$$\bar{\sigma}_z = c_u \left[\frac{S}{B} \frac{e^{f_1} - 1}{\text{tg}^2\varphi_a} - \frac{1}{\text{tg}\varphi_a} \right] + (2c_u + \sigma_3) \frac{S}{B} \frac{(e^{f_1} - 1)}{\text{tg}\varphi_a} \tag{18}$$

式中

$$f_1 = \frac{B\text{tg}\varphi_a}{S} \tag{19}$$

在实际工程中，土工织物加筋体是多层布置的，如图6所示。在宽度为 B 的均布荷载作用下，由于土工织物加筋复合土层的应力扩散作用，在土工织物加筋复合土层中平均荷载范围 \bar{B} 为

$$\bar{B} = B + n\text{stg}\beta \tag{20}$$

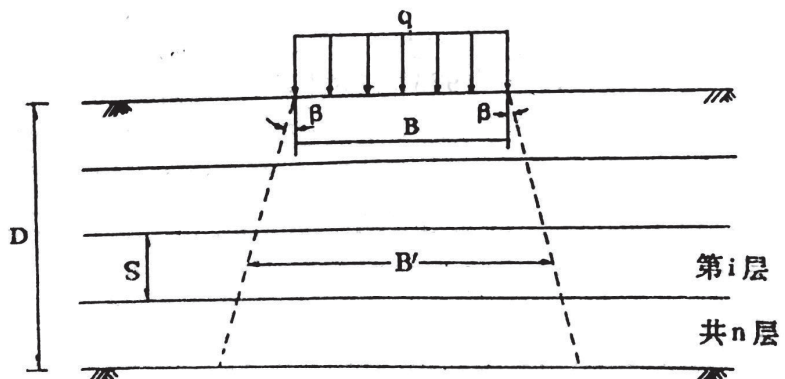


图6 多层土工织物加筋体复合地基

式中 n ——土工织物加筋层数;
 s ——土工织物加筋间距;
 β ——应力扩散角。

将式20代入式18, 得到多层土工织物加筋体复合地基的竖向向极限荷载表达式,

$$\bar{p}_f = c_a \left[\frac{S}{B} \frac{(e^{f_2} - 1)}{\text{tg}^2 \varphi_a} - \frac{1}{\text{tg} \varphi_a} \right] + (2c_u + \sigma_3) \frac{S}{B} \frac{(e^{f_2} - 1)}{\text{tg} \varphi_a} \quad (21)$$

式中

$$f_2 = \frac{\bar{B} \text{tg} \varphi_a}{S} \quad (22)$$

假设土工织物加筋深度超过临界深度 D_c , 复合地基在荷载作用下, 土工织物加筋复合土层范围内达到塑性破坏, 且破坏模式与太沙基破坏模型相同。首先考虑无土工织物加筋情况, 即 $c_a = 0, \varphi_a = 0, \beta = 0$, 代入式(21), 可得

$$\bar{p}_f = 2c_u + \sigma_3 \quad (23)$$

另根据Prandtl解, 有

$$\bar{p}_f = (\pi + 2)c_u \quad (24)$$

比较式23和式24, 得

$$\sigma_3 = \pi c_u \quad (25)$$

将式(25)代回式(21), 可得到土工织物加筋体复合地基的极限承载力公式,

$$\begin{aligned} p_f = c_a \left[\frac{S}{B} \frac{(e^{f_2} - 1)}{\text{tg}^2 \varphi_a} - \frac{1}{\text{tg} \varphi_a} \right] \\ + (2 + \pi)c_u \frac{S}{B} \frac{(e^{f_2} - 1)}{\text{tg} \varphi_a} \end{aligned} \quad (26)$$

式中

$$\bar{B} = B + nst \text{tg} \beta \quad (27)$$

$$f_2 = \frac{\bar{B} \text{tg} \varphi_a}{S} \quad (28)$$

4. Binquet-Lee (1975) 极限承载力计算方法

Binquet和Lee等(1975)通过模型试验研究了加筋复合土体在荷载作用下的破坏情况。他们认为加筋复合土层大致有以下三种破坏形式, 如图7所示。根据不同的破坏形式, 采用不同的计算方法计算。三种破坏形式及相应的计算方法如下所述:

- (1) 最上层加筋位置之上土体剪切破坏
 这种破坏形式发生在第一层加筋体埋置较

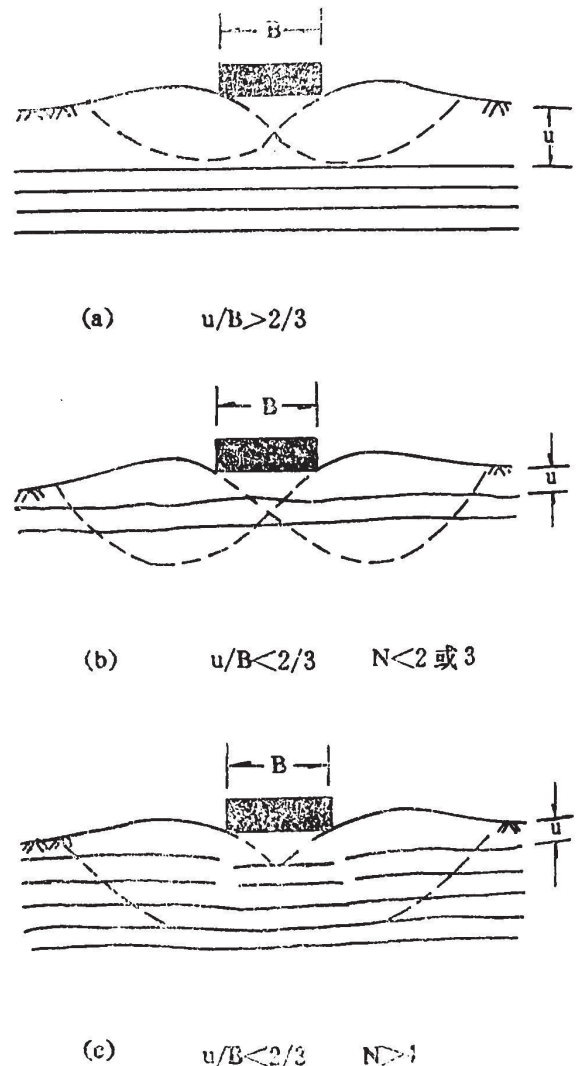


图7 三种破坏模式 (Binquet Lee, 1975)

深,而且加筋体强度较大的情况。这时上部土体剪切面无法穿过加筋体,破坏局限于上部土体。

对这种情况,可采用Meycrhof(1974)提出的具有刚性下卧层上浅基的极限承载力公式计算。

(2) 加筋体被拉出或产生较大的相对滑动面而破坏

在加筋体埋置较浅,加筋层数少,或加筋体过短时容易发生这种破坏形式。承载力计算同第(3)种破坏形式。

(3) 加筋体被拉断

在加筋体埋置较浅,加筋层较多,并且加筋体足够长时容易发生这种破坏形式。这时最上层加筋体被拉断,然后逐渐向下发展。

对上述第二种和第三种情况,加筋复合土体的破坏取决于任何一层加筋体的最低抗拉强度。如果一层加筋体破坏(滑动或断裂),则由这一层承担的荷载将传递到其它层上,因而引起连续的破坏。第二种和第三种破坏模式中的加筋体的容许承载力可用下式表示:

$$T_D \leq \left(\frac{R_y}{F_{s1}}, \frac{T_f}{F_{s2}} \right) \quad (29)$$

式中 T_D ——加筋复合土体中任一加筋层的张拉力;

R_y ——该加筋层的极限强度;

T_f ——该加筋层的极限摩擦阻力;

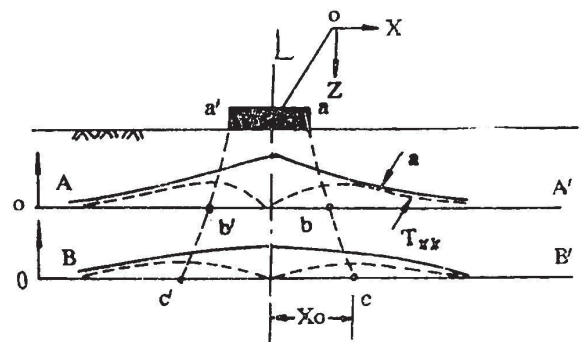
F_{s1}, F_{s2} ——相应的安全系数。

下面介绍 T_D 、 T_f 和 R_y 值的确定方法。

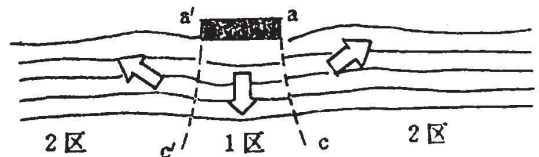
① T_D 值确定

根据试验结果, Binquet 假定第二种和第三种情况下加筋复合土层的破坏形式如图8所示。加筋复合土体破坏后将地基分成三个区, 1区 $acc'a'$ 范围土体向下位移, 破坏位置由最大剪应力 τ_{zzmax} 确定。在分析中假定加筋体的设置并不改变地基中应力分布规律, 地基中各点的应力仍可由弹性方法计算。

根据对称性, 加筋复合土层的承载力分析原理如图9所示。在 $acc'a'$ 区取单元 $ABCD$ 。单元体上受力分析如图10所示。图10(a)表示无加筋情况, 单元 $ABCD$ 上作用有竖向压力 $F_{VAD}(q_0, z)$, $F_{VBC}(q_0, z)$ 和竖向剪切力 $S(q_0, z)$ 。 q_0 表示荷载, z 表示深度。加筋情况如图10(b)和图10(c)所示。相应荷载为 q , 则单元体上作用有竖向压力 $F_{VAD}(q, z)$, $F_{VBC}(q, z)$ 和竖向剪切力 $S(q, z)$, 以及加筋体张拉力 $T_D(z, N)$ 。 N 为加筋层数。因为缺少足够的资料, 现假定有下式成立,



(a) 条形基础下应力分布



(b) 破坏模式

图8 加筋复合土层破坏模式

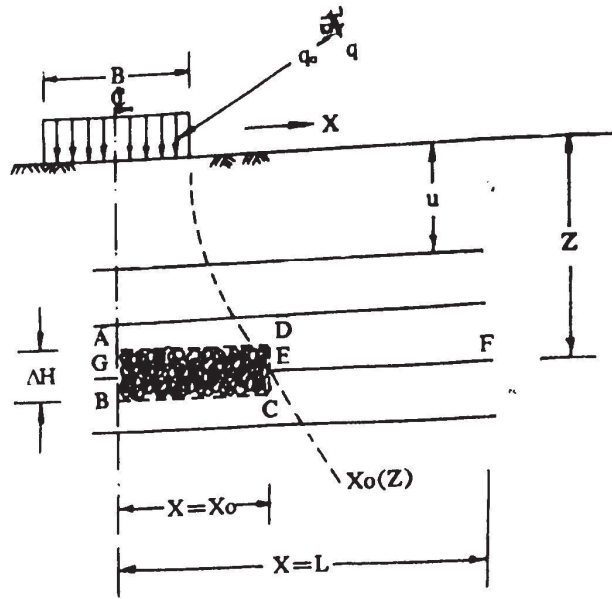
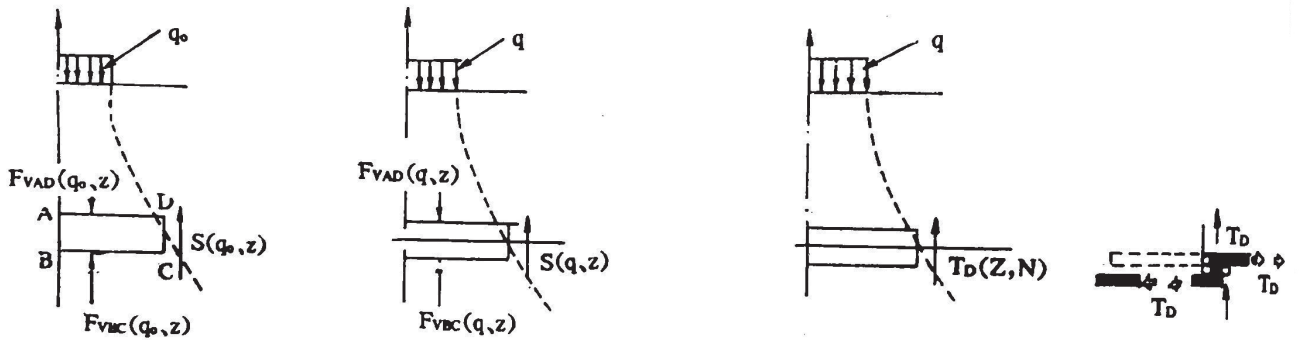


图9 加筋复合土层承载力分析原理图



(a)无加筋情况 (b)加筋情况下土中的力分量 (c)加筋情况下加筋体中力分量 (d)作用机理

图10 单元体ABCD受力分析图

$$T_D(z, N) = \frac{T_D(z, N=1)}{N} \tag{30}$$

考虑无加筋时单元体ABCD上竖向作用力平衡, 可得

$$F_{VAD}(q_0, z) - F_{VBC}(q_0, z) - S(q_0, z) = 0 \tag{31}$$

近似地考虑 $N=1$ 时加筋复合土体中单元竖向力平衡, 得

$$F_{VAD}(q, z) - F_{VBC}(q, z) - S(q, z) - T_D(z, N=1) = 0 \tag{32}$$

在相同的基础形式及相等的竖向沉降条件下, F_{VBC} 应相等, 即

$$F_{VBC}(q_0, z) = F_{VBC}(q, z) \tag{33}$$

结合式(31), 式(32)和式(33), 得

$$F_{VAD}(q, z) - F_{VAD}(q_0, z) = S(q, z) - S(q_0, z) + T_D(z, N=1) \tag{34}$$

式中

$$F_{VAD}(q, z) = \int_0^{x_0} \sigma_z(q, x, z) dx \tag{35}$$

$$S(q, z) = \tau_{xy}(x_0, z) \Delta H \quad (36)$$

x_0 ——由 $\tau_{xz \max}$ 值确定。对均质地基应力 σ_z , τ_{xy} 可用布辛奈斯克解,
 ΔH ——单元体厚度;

式(35)和式(36)同样适用于无加筋情况。为了便于适用任意基础尺寸及荷载条件, 可将式(35)和式(36)表示为下述形式,

$$F_{VAD}(q, z) = J\left(\frac{z}{B}\right) q B \quad (37)$$

$$\text{式中} \quad J\left(\frac{z}{B}\right) = \int_0^{x_0} \sigma_z\left(\frac{z}{B}\right) dx / q B \quad (38)$$

$$S(q, z) = I\left(\frac{z}{B}\right) q \Delta H \quad (39)$$

$$\text{式中} \quad I\left(\frac{z}{B}\right) = \tau_{xz \max}\left(\frac{z}{B}\right) / q \quad (40)$$

一般情况下应力 σ_z 和 τ_{xz} 可由土力学教科书中的方法求解, 复杂情况也可采用有限元法计算。

将式37和式39代入式34, 并结合式30, 得

$$T_D(z, N) = \frac{1}{N} \left[J\left(\frac{z}{B}\right) B - I\left(\frac{z}{B}\right) \Delta H \right] q_0 \left(\frac{q}{q_0} - 1 \right) \quad (41)$$

由上式可确定 T_D 值。

② R_y 值的确定

加筋体的极限强度 R_y 由其材料性质决定, 其计算式为

$$R_y = W N_r t f_y \quad (42)$$

式中 W ——单筋宽度;

t ——单筋厚度;

N_r ——条形基础单位长度上的加筋数;

f_y ——加筋体材料的屈服极限。

③ T_f 值的确定

加筋体的极限摩阻力的计算需要求出假定剪切面以外部分 EF (如图9所示) 长度上的正压力 F_{VEF} 。

$$F_{VEF}(q, z) = W N_r \cdot B M\left(\frac{z}{B}\right) q \quad (43)$$

$$\text{式中} \quad M\left(\frac{z}{B}\right) = \int_{x_0}^L \sigma_z(z/B) dx / B q \quad (44)$$

L ——加筋体长度, 考虑对称性取总长度的 $\frac{1}{2}$ 。

若基础埋深为 D , 则深度 z 处总的竖向压力为

$$F_{VZ} = F_{VEF}(q, z) + W N_r \cdot \gamma (L - x_0) (z + D) \quad (45)$$

式中 γ ——土的容重。

结合式43和式45, 可得

$$T_f(z) = 2fWN_r \left[M \left(\frac{z}{B} \right) Bq_0 \left(\frac{q}{q_0} \right) + \gamma(L - x_0)(z + D) \right] \quad (46)$$

式中 f ——加筋体与土体界面的摩擦系数。

至此已可确定 $T_D(z, N)$, R_y 和 $T_f(z)$ 值。比较 T_f 、 R_y 与 T_D 可以确定加筋体是否会拉断或滑动。

采用 Biquet-Lee (1975) 极限承载力计算方法计算的关键在于正确地确定加筋复合土层中加筋体的张拉力 $T_D(z, N)$ 以及各层加筋体与土体间的极限摩阻力 $T_f(z)$ 。

参考文献

Biquet, J. and Lee, L. (1975), Bearing Capacity test on reinforced earth slabs, ASCE Proc. JGTD Vol. 101, No. 12.

陈文华(1989), 土工织物加筋复合土性状及油罐地基处理的分析, 浙江大学硕士论文。

陈仲颐、叶书麟(1991), 基础工程学, 中国建筑工业出版社。

《国际软土工程会议》征文启事

由香港大学土木与结构工程系、中国科学院武汉岩土所和广东省水利水电科学研究所联合组织的《国际软土工程会议》将于1993年11月8~11日在广州东方宾馆召开。

会议主题为: 软土工程的最新进展

内容包括: 1. 软土的工程性质 2. 数值方法, 3. 本构关系, 4. 深基坑开挖, 5. 边坡及堤坝的稳定, 6. 深基础与浅基础, 7. 离心模拟与其它模拟, 8. 软土处理, 9. 软土上的高层建筑, 10. 原位监测与现场测试, 11. 填土工程, 12. 近海工程。

欢迎提交上述或相关内容的论文, 论文作者请于1992年11月30日前向会议秘书提交1~2页的摘要, 为便于审查, 请一并提交论文的初步结果和有关图表。论文录用通知将于1993年1月15日前发出。

论文摘要请寄:

香港、香港大学土木与结构工程系国际软土工程会议秘书徐钱博士收

或寄:

广州沙河瘦狗岭广东省水利水电科学研究所国际软土工程会议秘书曹洪博士收, 邮政编码510610。

会议组织委员会主席为香港大学张佑启(y.k. cheung)教授, 副主席为中科院武汉岩土所袁建新教授和广东省水电科研所陆培炎教授。

会议的国际科学委员会由中国、中国台湾、香港、美国、日本、加拿大、泰国、新加坡、英国、德国、意大利、朝鲜、比利时、新西兰、澳大利亚等国家和地区的29位著名教授和专家组成。

(杨光华)

桩基动测技术系列讲座

第三讲 凯司法与波动方程分析程序法

范明均 陈龙珠

(浙江大学土木工程结构振动研究室)

当桩受到高能量激振时, 桩周和桩底土将会呈现明显的非线性特性。在这种情况下, 即使是对均匀地基中的桩, 一般也难以求出其桩顶动力响应的解析解。因此, 在大应变动测技术中, 对桩基性状的分析 and 预测往往是相当复杂的。

除锤击贯入法外, 各种大应变法的测试记录量均是桩顶力和速度响应信号, 并根据波动理论来进行更深入的分析, 它们间的区别主要在于对土的非线性特性作不同模式的拟合。凯司公式是在土的刚塑性模型下由解析方法导出的, 而其波动方程分析程序法(CAPWAP)对土的模拟更加合理和复杂, 并结合反演理论数值分析桩基质量和承载力。由于这两者各具特色且有代表性, 在国际上已得到了广泛的应用, 因而将是本讲介绍的重点内容。

测试分析系统与现场测试方法

凯司公式法和 CAPWAP 法的测试系统与现场试验方法是相同的。如图 1 所示, 应变传感器和加速度传感器安装在桩顶附近的桩侧表面, 这两种信号经放大和 A/D 转换后由计算机采集贮存; 根据桩身和传感器有关参数, 计算机可将上述信号分别换算成桩顶力和速度信号并且在屏幕上加以显示, 供测试时初步分析之用。关于由力和速度信号采用凯司法和 CAPWAP 法分析桩承载力和桩身质量的原理将在下面说明。

图 1 所示的两种传感器通常是工具式的, 便于安装、拆卸和多次重复使用。实践表明, 用应变传感器测定桩顶力, 用加速度传感器测定桩顶速度, 其信号质量良好。

工具式应变传感器有一个弹性铝合金环形框架, 在框架内壁贴四片箔式电阻片(各为 350 欧姆), 电阻片连成一个桥路, 其阻抗宜在 0.5~2.0 倍桩的阻抗之间, 如图 2 所示。为

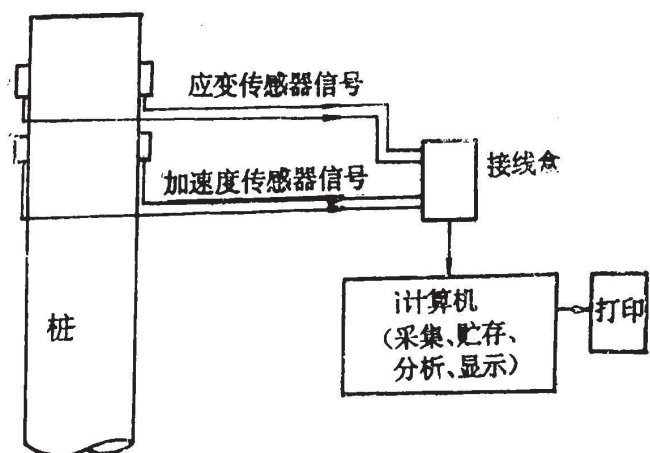


图1 凯司法与 CAPWAP 法的测试分析系统

减小对桩身应力波的影响,传感器弹性元件的刚度应尽可能的小些。而为了减少信号在高频段的失真,当增益因子在 $\pm 10\%$ 范围变化时,传感器频带的高频截止频率约应为传感器自振频率的0.4倍;当增益因子在 $\pm 5\%$ 范围变化时,两种频率比约为0.25。

测试中一般采用压电晶体式加速度传感器,它事先被安装在一个刚性较大、绝缘性较好且有固定螺孔的保护盒内。选用加速度传感器应要求其自振频率大于被测信号频率的10倍左右。在大应变法中,桩是承受冲击振动,其频率成分大多在小于400Hz的低频范围内,工具式加速度传感器的自振频率选用大于1000Hz者即可(美国PDA系统的加速度传感器自振频率大于2000Hz)。关于加速度传感器的量程,在一般情况下选用1000g。但对有些桩,必须采用更大量程的加速度传感器,此可根据初始试桩的实测加速度信号加以调整。

至于测试系统中的二次仪表,放大电路常置于传感器与A/D转换器之间,或在传感器底座上,或置于一小的接线盒里。为确保转换后的数字信号不失真,A/D转换器的采样频率应尽可能高些、有效数字位数尽可能多些。美国PDA系统的A/D转换器为12位数字信号,采样频率为10kHz,而瑞典PID系统的采样频率是可调的(实际可用为10kHz或20kHz)。目前计算机的应用已经普遍,计算机取代原先专门的打桩分析仪具有更高的实用价值。由于计算机及其外围贮存、显示和打印设备已属通用型的,读者可查阅有关资料,故本文不再赘言。

还应说明的是,由图1测试系统测得的原始信号是桩顶传感器位置处的应变信号 $\varepsilon(t)$ 和质点振动加速度信号 $a(t)$,而分析桩基性状所需的是桩顶力信号 $F(t)$ 和速度信号 $v(t)$,它们可按如下公式由计算机数值计算得出:

$$F(t) = \alpha EA \varepsilon(t), v(t) = \int a(t) dt, \quad (1)$$

式中 α 是应变传感器参数, EA 是传感器安装位置桩身刚度。显然,应变传感器安装不正或桩身刚度值设定有误差均会使力信号 $F(t)$ 精度降低,进而影响桩基动测分析结果。为避免误差太大,在计算速度信号时,宜选用精度高和收敛性好的数值积分方法。另外,为了分析方便,常将速度信号表示成 $\frac{EA}{c}v(t)$ 的形式,并且与 $F(t)$ 显示或绘于同一坐标系内,如图3所示。根据波动理论,在桩顶受到冲击的初始阶段,因桩侧土阻力的回波还没有对桩顶产生明显影响,图3中的两条曲线应基本重合,否则,说明测试系统出现了异常或是式(1)中参数 EA 取值有明显误差。这里, $c = \sqrt{E/\rho}$ 是桩身压缩波的传播速度, ρ 是桩身材料质量密度。

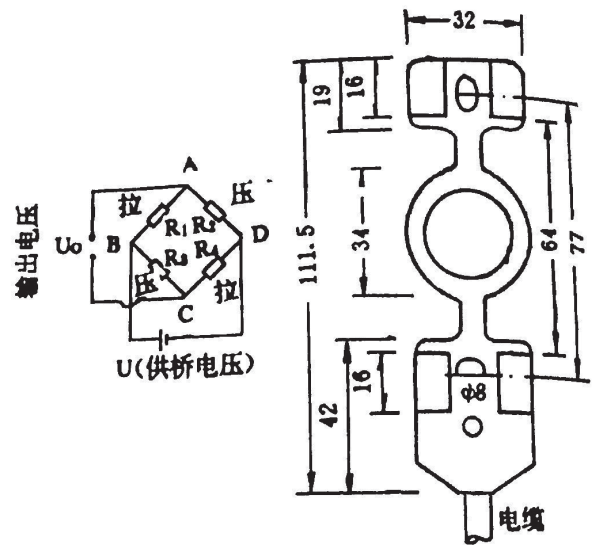


图2 工具式应变传感器

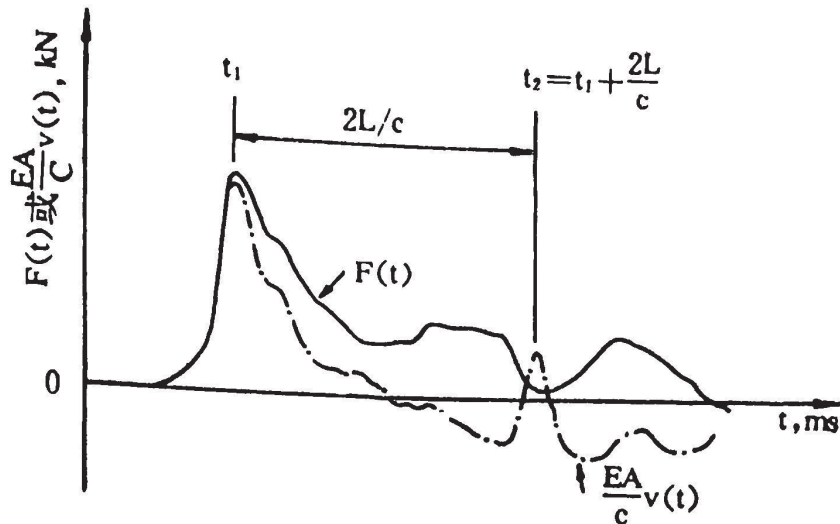


图3 桩顶力和速度信号曲线

凯司法的分析原理

因受篇幅限制，这里不详细介绍凯司法承载力公式和桩身质量判别指标的推导过程。

1. 单桩静极限承载力的计算公式

在对桩身和土的性质作出如下简化假设后，可以导出比较简单的单桩静承载力的凯司公式。根据对公式推导过程的剖析，这些假设是：

(1) 桩身是理想的等截面弹性体；

(2) 桩周土的阻力集中在 n 个离散点上，在锤击力波到达该点时产生阻力作用（向上产生压缩波，向下产生拉伸波），并且这种作用具有理想刚塑性阶跃的特征；

(3) 各个子力波在桩顶与桩底间的来回反射不发生能量耗散或衰减。

计算单桩静极限承载力的凯司公式是：

$$R_s = (1 - J_c)R - 2J_c F_1 \quad (2)$$

式中 $R = 0.5[(F_1 + F_2) + \frac{EA}{c}(v_1 - v_2)]$ ； F_1 、 F_2 、 v_1 和 v_2 意义见图3； J_c 称为凯司阻尼系数，其值与土类有关，应用中可参考表1和表2。

国外建议的凯司阻尼系数经验值

表1

土 类	美 国 GRL 公 司 的 建 议		瑞 典 PID 公 司 建 议
	取 值 范 围	建 议 值	取 值 范 围
砂	0.05~0.20	0.05	0~0.15
粉砂和砂质粉土	0.15~0.30	0.15	0.15~0.25
粉土	0.20~0.45	0.30	0.45~0.70
粉质粘土和粘质粉土	0.40~0.70	0.55	
粘土	0.60~1.10	1.10	0.9~1.20

上海地区凯司阻尼系数的建议值

表2

土 类	取 值 范 围
淤泥质灰色粘土; 灰色粘土	0.6~0.9
褐黄色表土; 淤泥质灰色粉质粘土; 灰色粉质粘土; 暗绿色粉质粘土	0.4~0.7
灰色砂质粉土; 黄绿色砂质粉土	0.15~0.45
粉砂; 细砂; 砂	0.05~0.20

由此可见, 凯司法估算单桩承载力比较简单, 便于进行实时测试分析。然而, 由于桩周和桩底土阻力的发挥是个非线性弹塑性过程、土阻力的各个子波在桩身传播过程中总会发生衰减, 故凯司承载力公式并不是严格的理论公式, 对于长桩和以侧摩阻力为主的桩尤显如此。凯司公式中的 J_c 取值应同时考虑土和桩身性质的影响, 但在目前的实际应用中并未对后者引起足够的重视, 如在表1~2中均未有所反映。凯司法作为大应变法, 一般要求桩在锤击下至少有2mm的最终贯入量, 对于实心混凝土桩则要求自由落锤重量不小于桩重的8%; 否则, J_c 的值还要受到锤击能量大小的影响。综上所述, 要想用凯司法获得较可靠的单桩承载力也并非是一件容易的事。

有一点值得指出: 从上一讲和本讲的介绍中不难看出, 小应变法和大应变法是基于不同的力学原理来估算单桩承载力的, 其适用条件也各不相同。对凯司法和下文的CAPWAP法, 桩的锤击贯入度至少为2mm便是它们能用以求桩承载力的限制条件。显然, 用这一条件为依据来否认机械阻抗法等小应变法求桩承载力的可行性, 似显得有些欠妥当了。

2. 桩身质量检验

对于完整桩, 一般来说可以桩顶实测 $F(t)$ 和 $\frac{EA}{c}v(t)$ 曲线上判读出桩底反射波历时, 再由桩长便能求出桩身纵波速度 c 。桩身混凝土质量可由混凝土强度与波速的相关关系来得以评价。

对于缺陷桩, 先根据缺陷反射波历时 t_x (见图4)求出其离传感器的距离 $S = ct_x/2$ 。而缺陷处桩身截面的完整性指标 β 定义为其波阻抗与正常截面波阻抗之比, 根据行波理论, 它可按下式计算:

$$\beta = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \quad (3)$$

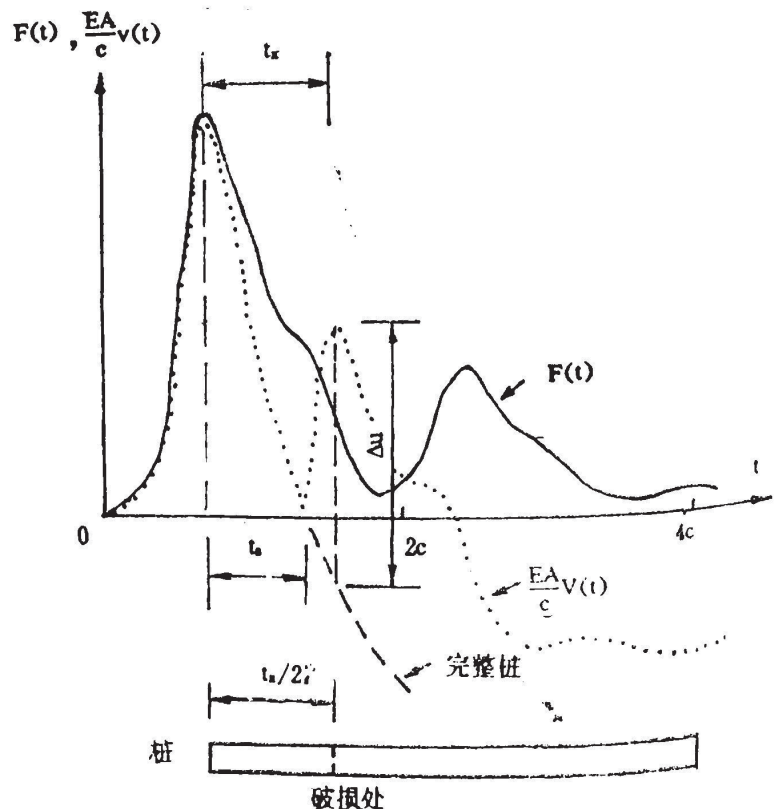


图4 凯司法检查桩身缺陷

其中的 $\alpha = \Delta u / [2(F_{max} - \Delta R)]$ 。这里， F_{max} 为实测 $F(t)$ 曲线上的最大值， Δu 为缺陷桩与完整桩速度曲线 $\frac{EA}{c}v(t)$ 间的最大差值， $\Delta R = F(t_x) - \frac{EA}{c} \cdot v(t_x)$ ，如图4所示。

由 β 值大小和表3即可对桩身缺陷作出评价。

桩身破损程度评估标准

表3

β	1.0	0.8~1.0	0.6~0.8	<0.6
破损程度	无破损	稍损	破损	断裂

凯司波动方程分析程序(CAPWAP)法简介

凯司波动方程分析程序法将实测速度时程曲线或力时程曲线作为边界条件，应用反演理论由计算机或专用分析仪求出桩~土模型中的土阻力参数，由此最后给出桩的承载力、荷载~沉降曲线以及桩侧土和桩底土的阻力分布情况等数据。显然，CAPWAP法精度的高低与分析中所选用的土的计算模型是否符合实际很有关系。图5(a)~(c)所示的土阻力模型曾先后被CAPWAP法所采用过，其中(a)又称Smith土阻力模型，它假定土呈理想弹塑性，其加载与卸载斜线平行，折线OABCDEF代表加载和卸载时桩侧阻力与桩土相对位移间的关系，而在桩底处一般不承受拉力，故加、卸载沿OABCF进行。

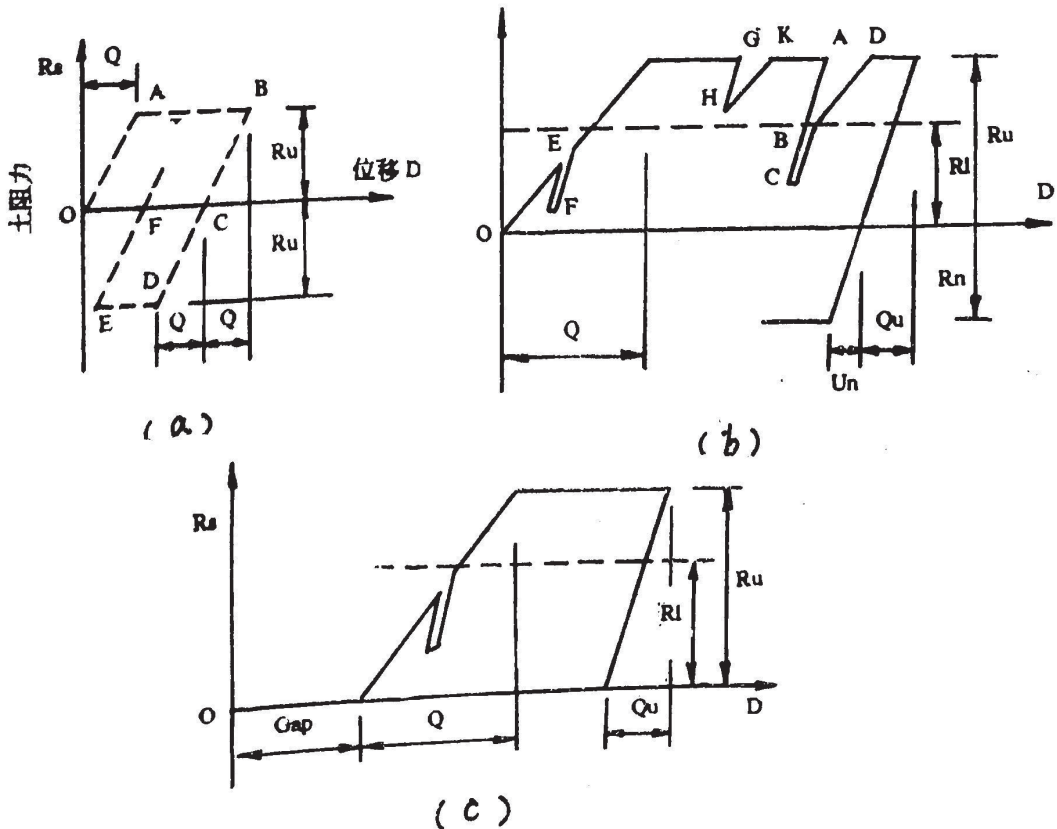


图5 桩侧和桩底土的静阻力模型

图5(b)是更加复杂的桩侧土阻力模型,它除有与图5(a)相同的两个参数外(最大静阻力 R_u 、最大弹性变形 Q_u),还增加如下参数:最大负阻力 R_n 、土的重复加载水平 R_l 和土卸载时的最大弹性变形 Q_n 。由于桩底土不承受拉应力,令图5(b)中的 $R_n=0$ 即可表示桩底土的静阻力模型。支承在很硬持力层上的桩,桩底截面与土之间可能会存在间隙 G_{ob} ,桩底位移在小于此值时,其桩底土阻力为零,如图5(c)所示。

桩受锤击作用时,土阻力由静阻力 R_s 和动阻尼力 R_d 两部分组成,后者假定为土的阻尼系数与桩~土相对质点速度的积。

CAPWAP法对桩身的模拟曾用 Smith 的质弹模型,后因其计算精度受单元划分的影响较大而改用连续杆件模型。在连续杆件模型中,桩身被分成若干个弹性或粘弹性杆件单元,每单元长度在1m左右,不同截面、不同性质或不同土层相应的单元长度可不相同,但应尽量使波通过各单元的时间相近或相等。显然,对桩身的模拟相对于土来说是比较简单的。

下面对CAPWAP法中的土参数反演步骤作一说明:(1)对各单元土模型的参数取定初值;(2)将实测桩顶速度曲线作边界条件,启用有关分析子程序计算桩顶力时程曲线(时间应不短于速度峰值时间后 $2L/C+23ms$ 或 $4L/C$);(3)比较桩顶实测和计算的力曲线,若两者相差程度满足精度要求,则初定的土参数即为所求;否则,须调整上述土参数,再重复第(2)步,直至计算精度得以满足。土参数调整可按四个时段分别进行(如图6所示):

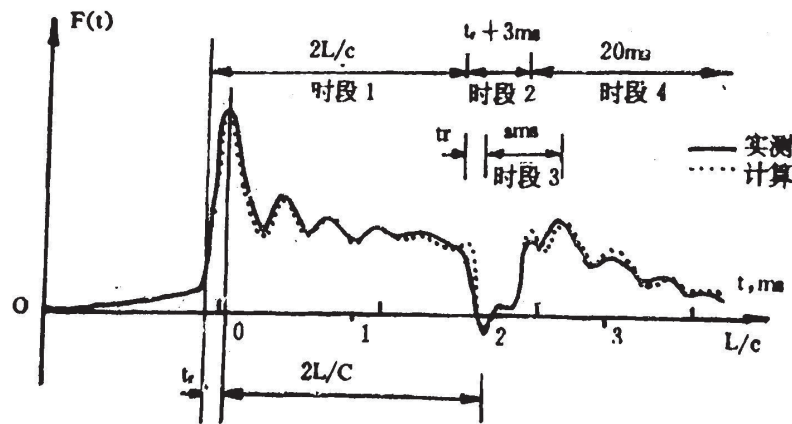


图6 CAPWAP法土参数调整用的曲线分区

第一时段从冲击开始起,历时 $2L/C$ 。这一时段的信号主要用来调正侧摩阻力的分布;

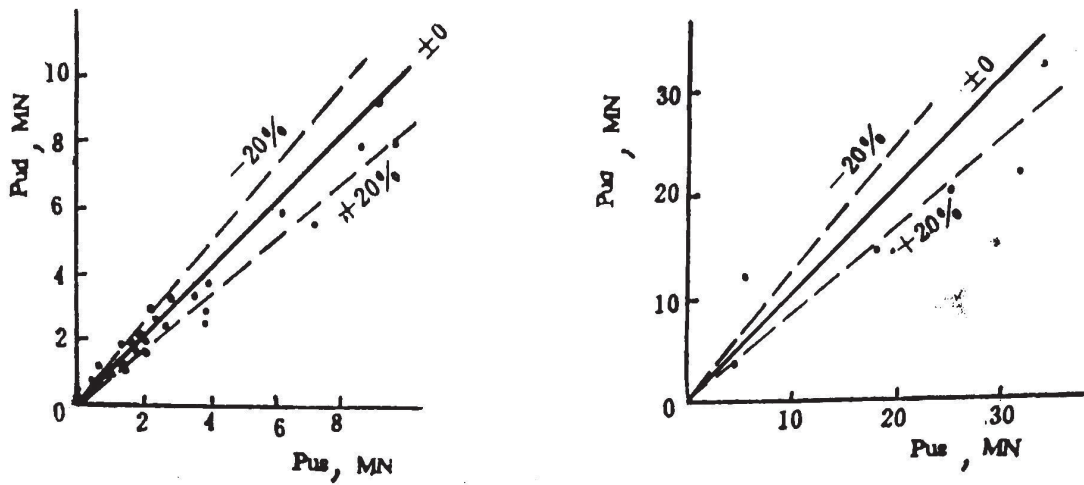
第二时段的起点是第一时段的终点,段长为 $t_r + 3ms$,其中 t_r 是冲击波达到峰值的时间。本时段的动测信号主要用于调整桩底土阻力参数;

第三时段的起点与第二时段相同,但段长为 $t_r + 5ms$ 。这段信号主要用于调整土的阻尼系数;

第四时段以第二时段终点为起点,段长 $20ms$ 。这段信号主要用于调整土的卸载性质参数 Q_u , R_n 等。

从以上简介中可以看出,CAPWAP法由于对土性质的模拟比凯司法更加符合实际,因而具有更大的应用范围。但是,CAPWAP法中包含的参数较多,而且象阻尼系数等参数又并非真正的材料性质参数,致使分析结果的精度有时会出现不如凯司法的现象。从资料报导看,CAPWAP法估算单桩静承载力的精度大多在 $\pm 20\%$ 以内且往往低于静载试验值,当

桩承载力较高时更是这样,如图7所示。



(a)预制桩 (b)灌注桩

图7 CAPWAP法与静载试验结果对比

本讲主要参考文献

- [1] 范明均, 桩基的动测方法, 浙江大学桩基研究与检测中心, 1990.
- [2] 徐攸在主编, 桩基的动测新技术, 中国建筑工业出版社, 1989.
- [3] 徐攸在, 动力测定桩承载力的方法, 岩土工程学报, Vol.14, No.1, 1992.
- [4] 陈龙珠等, 高应变动力试桩信号的频域分析, 浙江省土建学会学术年会交流论文, 1991年6月.
- [5] Smith, E.A.L., Pile Driving Analysis by the Wave Equation, ASCE, Vol. 86, SM4, 1960.
- [6] Rausche, F., et al., Dynamic Determination on Pile Capacity, ASCE, GT3, 1985.
- [7] 国家建筑工程质量监督检测中心, 高应变动力试桩法暂行规定, 1989

碎石振冲桩工程实例及问题讨论

高 顺

(宝钢冶金建设公司)

概况

上海杨树浦油库贮油罐扩建工程是1989年上海市重点工程之一,设计总贮油量达19000m³,新建油罐共五座,其中5000m³罐两座(G₁、G₂),直径23m,3000m³罐3座(G₃、G₄、G₅),直径19m。按此规模,设计要求油罐基底应力为143kPa。

扩建区域的地质,原硬壳层的褐黄色亚粘土层大部分缺失,为新近的杂填土所代替。几处土层列表如下。表1, 2。

G₁ 表1

地层编号	层底深度 (m)	层底标高 (m)	层厚 (m)	岩性
0-1	1.70	+3.64	1.70	杂填土
0-2	4.70	+0.64	3.00	素填土
2a	6.50	-1.16	1.80	灰轻亚粘土
2b	15.70	-10.36	9.20	灰亚粘土

附: 桩底标高-2.40m

G₂ 表2

地层编号	层底深度 (m)	层底标高 (m)	层厚 (m)	岩性
0-1	0.60	+3.32	0.6	杂填土
0-2	3.30	+2.62	2.7	素填土
1.	4.70	+1.22	1.40	褐黄色亚粘土
2a.	5.30	+0.62	0.60	灰轻亚粘土

附: 桩底标高+1.60m

地质报告提供的各土层主要物理力学指标如下表。

土的物理力学指标 表3

土层名称	ω %	E_{1-2} MPa	φ	c N/mm ²	[R] N/mm ²
杂填土					
褐黄色粘土	30.6	6.5	21	0.018	0.1
灰轻亚粘土	33.4	6.1	18.6	0.021	0.1
灰亚粘土	42.7	2.7			0.085

显而易见，地质条件难以满足油罐工程对地基承载能力及变形的要求，设计考虑采用振冲碎石桩置换法对地基进行加固，具体内容为：对 G_1 、 G_2 在基础范围内布置6圈直径 $\phi 800\text{mm}$ 的碎石桩，桩深 $l = 8\text{m}$ ，间距 $@ = 1.6\text{m}$ ，外侧另设两圈保护桩；与此相似， G_3 、 G_4 、 G_5 在基础范围内布置5圈间距 $@ = 1.6\text{m}$ ，直径 $\phi 800\text{mm}$ 深 $l = 4\text{m}$ 的碎石桩。

为检验此类地质条件下振冲碎石桩的施工效果，核算上述处理方案是否可行，对单桩及复合地基又作了静荷载试验。试桩结合工程桩布置。

工程桩及试桩平面布置见图1~3。

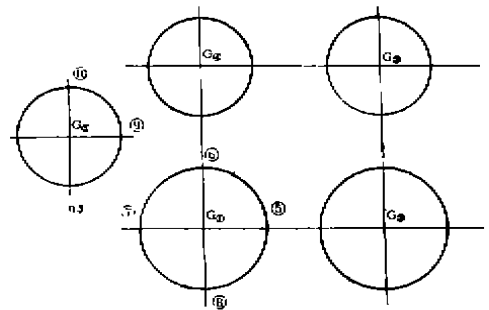


图1 罐区、沉降观察点布置图

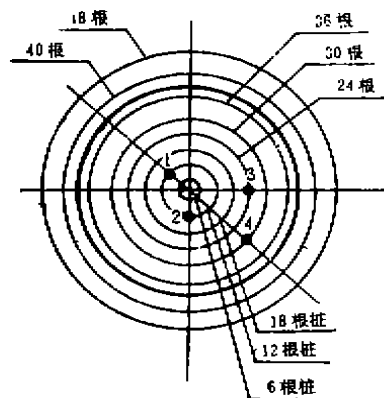


图2 G_1 试桩工程桩布置图

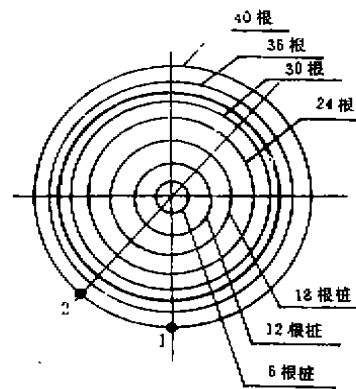


图3 G_5 试桩工程桩布置图

桩静荷载试验

试桩分两个类型：碎石单桩试验和碎石桩复合地基试验。

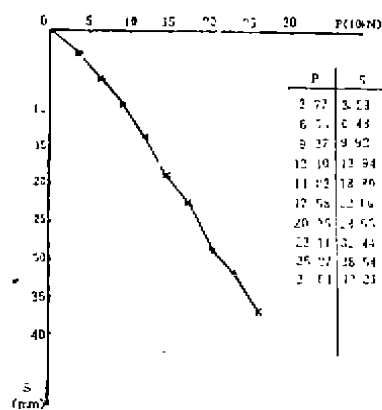


图4 G_{1-1} P-S曲线

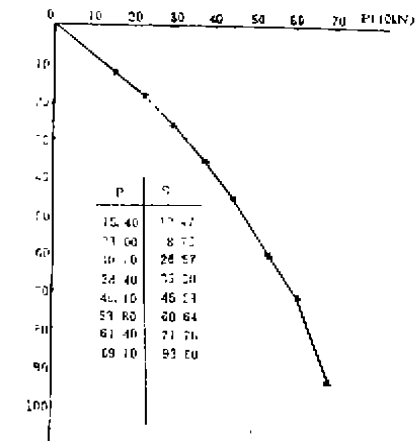


图5 G_{1-2} G-S曲线

G_{1-1} 、 G_{1-4} 、 G_{5-1} 为碎石单桩试验。

G_{1-2} 、 G_{1-3} 、 G_{5-2} 为碎石桩复合地基试验。

静荷载试验按慢速维持荷载法进行。给出P—S曲线如下。图4~9。

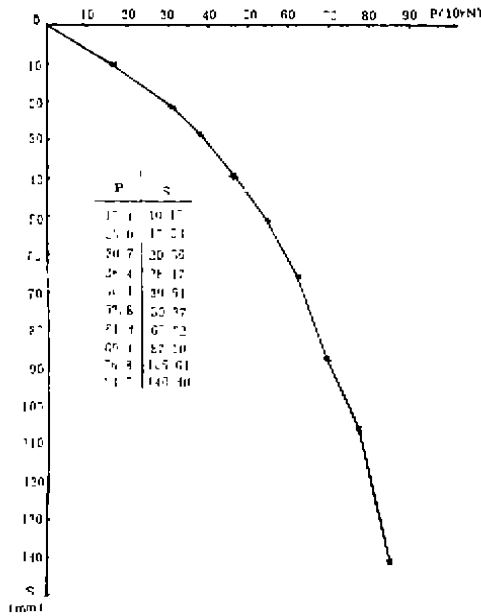


图6 G_{1-3} P—S曲线

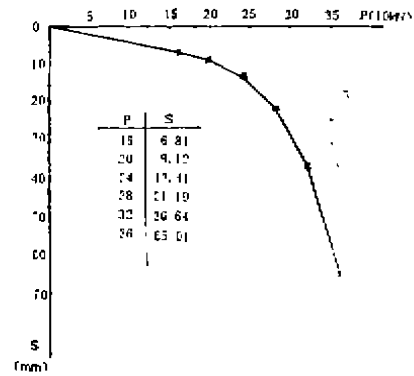


图7 G_{1-4} P—S曲线

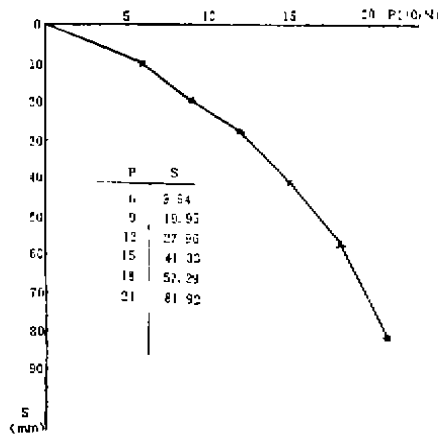


图8 G_{5-1} P—S曲线

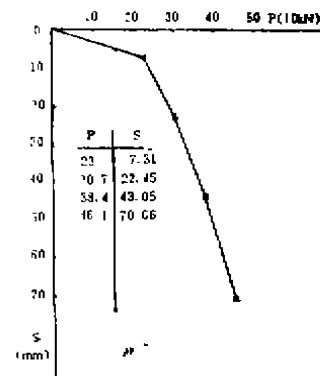


图9 G_{5-2} P—S曲线

加荷量系按预估的单桩及复合地基极限承载力分级控制，加荷等级与压力表读数之间关系控制如下表4、5。

碎石单桩试验加荷表

表4

压力表控制读数 (MP _a)	载 荷 值 (kN)
7	38
13	65
19	93
25	120
31	148
37	176
43	204
49	230
55	259
61	289

载荷板面积 = 0.502m² (φ80cm)

碎石桩复合地基试验加荷表

表5

压力表控制读数 (MP _a)	载 荷 值 (kN)
9	150
14	230
19	310
24	380
29	470
34	540
39	610
41	680
49	750
54	820
59	900

载荷板面积 = 2.56m² (1.6m × 1.6m)

振冲施工

振冲施工使用ZCQ—30型振冲器及其他配套施工机具。

振冲施工按常规进行，五个油罐基础共930根，5436延长米碎石桩，历时53天全部完成。随之基础、罐体施工开始，直至灌水试验后交工进油。并对基础进行了沉降观测，资料

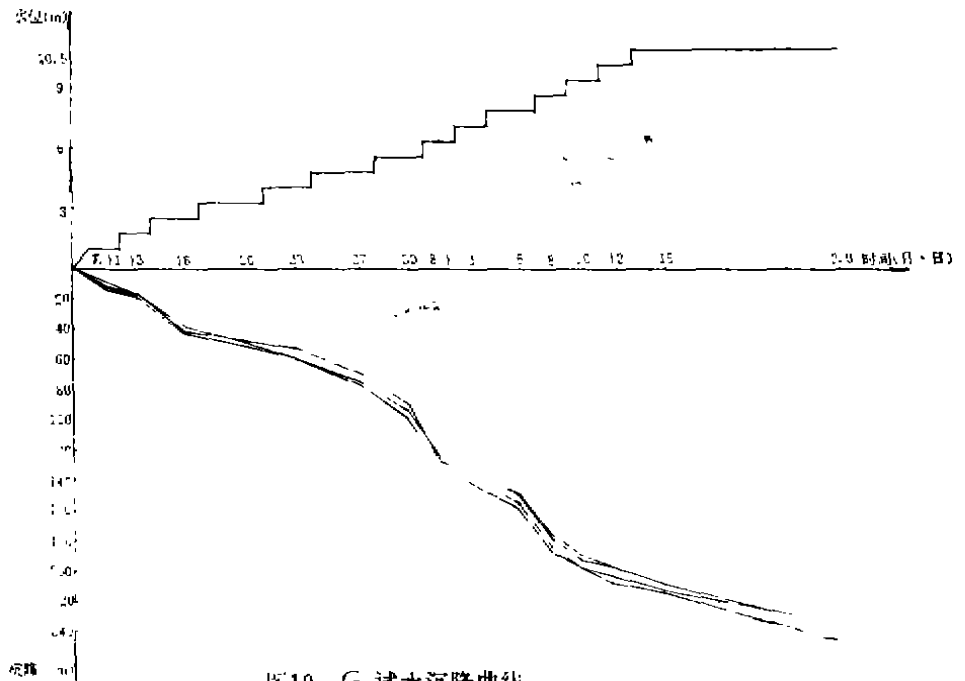


图10 G, 试水沉降曲线

附后。沉降观测资料表明地基处理质量是令人满意的。

实际试水过程因受水源限制，难以保证要求的注水高度，远低于2m、1.5m，且注水受时间，其它用户水量的影响，每次注水量值有起伏，施工记录系按均值记载，没有反映这个差值。

将记载的注水水位高程及沉降观测记录按时间坐标绘出曲线可得如图10, 11。

沉降规定的控制标准确定为：注水停止后24小时内沉降值小于3mm。据此检查，除⑥点外其它沉降观测点均已满足沉降规定要求；且一油罐四个沉降观测点的沉降差远小于油罐直径的5%，说明沉降是均匀的。

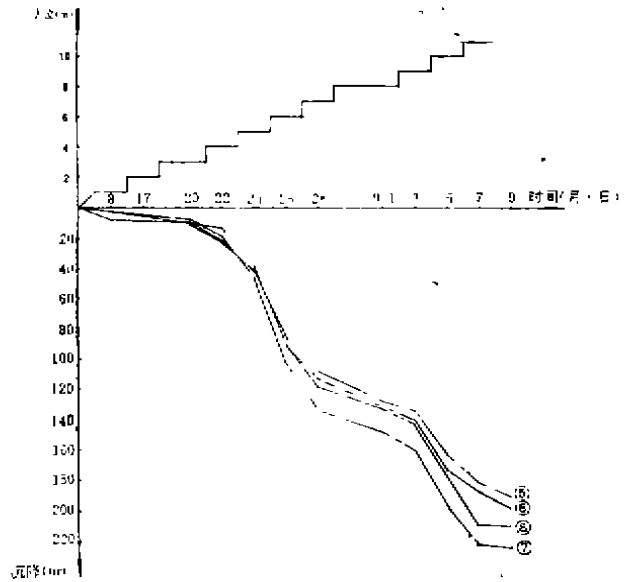


图11 G₅试水沉降曲线

讨论

1. 碎石用量估算(表7)。

全部施工记录可得如下统计表

表7

基础编号	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅
设计桩径 (m)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
设计桩长 (m)	8	8	4	4	4
施工进度 (m/d)	81.5	132.3	74.2	133.6	133.6
成桩总长 (m)	1720	1720	668	668	668
碎石总用量 (m ³)	1152.5	1252.6	661.7	644.7	638.5
每米桩长碎石量 (m ³)	0.67	0.73	0.99	0.97	0.96

由表中数据可得到

$$8\text{m桩每m碎石用量为 } \frac{0.67 + 0.73}{2} = 0.7\text{m}^3,$$

$$4\text{m桩每m碎石用量为 } \frac{0.99 + 0.97 + 0.96}{3} = 0.97\text{m}^3$$

$$\text{直径}0.8\text{m的桩体每m碎石理论用量为 } \frac{1}{4} \times 3.14 \times 0.8^2 \times 1 = 0.5\text{m}^3$$

二者相比可得出充盈系数分别为：8米桩1.4，4米桩1.94。

理论桩孔容量与成桩时实际投入碎石量之比称之为充盈系数。充盈系数依桩体外围的土质特征确定，有资料提出：当土质为亚粘土、砂土时，充盈系数取1.2；土质为饱和轻亚粘土或淤泥质土时，充盈系数可提高到1.8。

从前列施工记录统计表可知，同样的地质条件因桩长不同其充盈系数也是不同的，其原因应有以下两点：

① 成孔和清孔，特别是清孔过程中，由于高速高压水流的冲刷作用，孔壁的土不断被冲蚀并稀释成泥浆，随后续循环水的进入、冲击，桩孔底部的孔径随之扩大，填料振实后形成扩大头。扩大头的形成增加了碎石用量。

② 振冲成桩后，桩顶部位总存有散堆的碎石料，这些料一般均计算在桩体用料之内，实则是不起作用的额外用料。据测定，每根桩上方散堆的材料在 $0.5\sim 1.0\text{m}^3$ 之间。

故为准确计算碎石用量，只简单的套用充盈系数是不够的。利用前述资料，可作如下分析。

假定桩径为 0.8m 的振冲碎石桩，桩身为连续均匀的圆柱体(取其均值)，底端为扩大头，且在相同的成桩条件下其形状相似、体积相等。

设桩身每米桩长的碎石用量 $x\text{m}^3$ ，

扩大头与之相比多用碎石 $y\text{m}^3$ 。

取桩顶散堆的碎石量为 0.75m^3 (取平均值)。

对8m桩有 $8x + y = 8 \times 0.7 - 0.75 = 4.85$

对4m桩有 $4x + y = 4 \times 0.97 - 0.75 = 3.13$

将两方程联立解之得

$$\begin{cases} x = 0.43 \\ y = 1.41 \end{cases}$$

当桩长为 l 时，其碎石用量 V 可表示为

$$V = xl + y + 0.75$$

用此公式计算整个油罐地基处理工程碎石用量应为 4352m^3 ，几乎全等于实际碎石用量 4350m^3 。

可以设想，通过一系列的试验或工程实例，提出各类典型土质条件下的 x 、 y 值后，碎石用量 V 的表达式将是有实际意义的。

2. 施工质量指标值

各类资料普遍认为振冲碎石桩成桩质量受密实电流、填料量和留振时间三方面控制。作为定性分析，这是没有疑义的，问题在于各指标值如何确定，从而进行定量检验。

桩体成孔后加料开始振实成桩过程，由于振冲器的作用，不仅使填料振实，也使填料挤入孔壁的土中，填料的不断挤入使孔壁土的约束力逐渐增大，当约束力与振冲器产生的水平振动力相等时，桩径不再扩大，填料本身也在振动力的作用下有组织排列趋于密实。以上叙述，应能反映碎石振冲桩的实际成桩过程。

电功率表达式为 $P = UI$

式中 U 为电压,工程中电压值虽有波动,仍可将其视为恒值。如此,影响电功率大小的值显然为电流值 I 。

一般情况下,当孔壁约束力与振冲器水平振动力相平衡时,桩径不再扩大,填料趋密实,振冲器中电机的电流值跃升,当跃升值达 $10\sim 15\text{ A}$ 时,可以认为桩体已被振实。得到下式

$$I = I_0 + 10\sim 15\text{ A}$$

式中 I ——密实电流

I_0 ——空载工作电流

密实电流值的选取与振冲器型号与土质情况有关,施工中控制电流跃升值可大体满足需要,也是可行的。

留振时间保证振冲密实过程做功时间的长短,足够的时间是保证密实的一个条件,一般留振时间控制为 $10\sim 20$ 秒。

油罐基础地基处理过程中密实电流和留振时间两项指标是这样控制的。控制盘中设电流跃升和时间两个控制阀,当电流跃升 10 A 时开始计时,达 15 秒控制阀松动,显示为电铃报告。施工中,每当电铃声起,说明该段填料已经密实,可以完成振冲过程。

填料量的多少利用前述 V 值公式控制。

如此,控制施工质量的密实电流、填料量和留振时间三项指标得到了定量控制和检验。

深层搅拌基坑围护桩施工

赵桂生

(江西省地质工程公司)

本工程位于上海市淮海西路与华山路交叉口的华山路,为高层住宅区二号楼,总建筑面积20000m²,地面以上二十五层,地面以下二层。该工程挡土围护墙距基础桩很近,重叠折角处多(见图1),施工场地小,地下障碍物复杂,有煤气管道、水管、电缆线等,给施工带来很大困难;整个围护工程包括725条“∞”字型水泥土搅拌桩,桩长9米,共计6252延米,加固土方量4632.75m³,水泥用量1083.88t。

该场地地层属长江滨海相沉积平原,地形比较平坦,地面标高在3.10~4.07m左右,地层变化不大,由上而下分为杂填土、亚粘土、淤泥质亚粘土、淤泥质粘土。各层层厚及物理力学性质指标见表1。

地下水属潜水类型,稳定水位在0.6~2.20m,平均为1.05m。

桩型采用复合搅拌桩形,梅花式结构;纵向搭接重叠10cm,横向桩间距离:四排桩

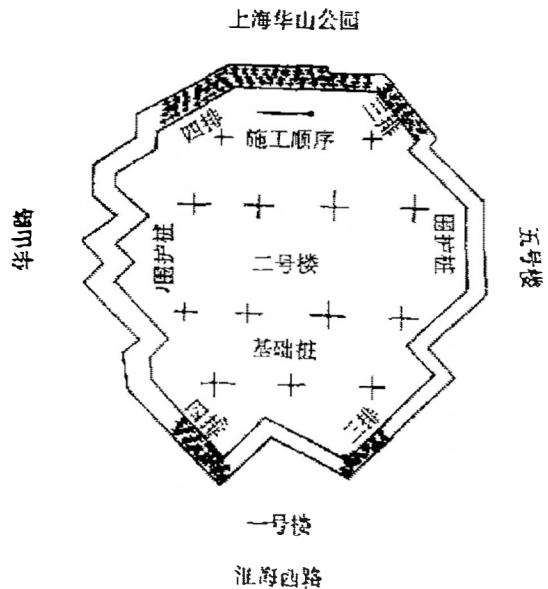


图1 华山路高层住宅区二号楼围护桩施工平面示意图

地层物理性质指标

表1

地 基 名 称	地 层 厚 (m)	天然含水量 ω (%)	天然重度 γ kN/m ³	孔隙比 e	塑性指数 I _p	液性指数 I _L	压缩系数 a (MPa ⁻¹)	压缩模量 E _s (MPa)	抗剪强度 φ C (度) (kPa)	
杂填土	0~2.6	32.86								
亚粘土	2.6~4.30	44.96	18.8	0.937	10.90	0.90	0.49	4.234	21.15	5
淤泥质亚粘土	4.30~8	50.47	17.5	1.241	12.67	1.69	0.64	3.64	16.73	16.5
淤泥质粘土	8~18.8	40.56	16.9	1.415	18.70	1.61	1.32	1.925	14.73	17

0.25~0.30cm, 三排桩0.45cm, 桩间粘土充隔, 有利于防地下水渗漏。(桩型平面见图2)

养护期满后, 开挖结果表明, 墙内外观平整密实, 无任何渗漏水 and 断桩倒塌现象, 工程质量得到好评。被评为优秀工程。

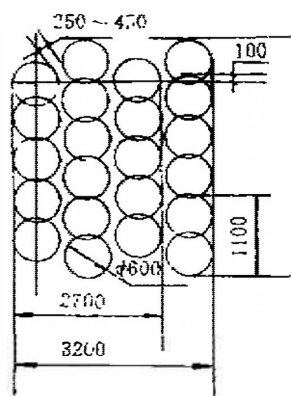


图2 桩型布置平面图

朱梅生同志不幸逝世

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会委员, 本刊编委, 朱梅生教授级高工, 1992年3月22日20点在出差途中因心脏病突发不幸逝世, 享年68岁。

朱梅生同志江苏高邮人, 生于1924年12月, 1947年江西中正大学毕业后参加铁路工作, 1952年从上海铁路局调入铁道部第四设计院。历任技术员、主任工程师、高级工程师、教授级高级工程师、地质路基处副总工程师、代总工程师, 并聘为湖北省土木建筑学会理事、武汉岩土工程学会常务理事、湖北省及武汉市土工基础委员会委员等职。朱梅生同志勤奋一生, 严谨治学, 对铁道工程建设作出了贡献, 在岩土工程技术理论方面有较深的造诣, 特别是对土力学、饱和软粘土膨胀土、铁路路基支档设计等有独到的见解, 曾获国家科技进步奖两项, 主编出版了《软土地基》一书。

塑料盲沟材料的特性和用途

程泽兵

(南京航务工程专科学校)

刘家豪

(河海大学)

概况

塑料盲沟材料是以热可塑塑料为原料制造的新型排水体。这种排水材料是将适当成份塑料加热熔化,通过特殊成型设备制成的立体塑料丝网络(如图1所示)。产品根据需要制成各种断面的排水体,如矩形、圆形、空心圆筒形等。使用时在排水体外包以滤水材料即可以进行各种目的排水和滤水。例如用作大面积场地,矿山、坝体、道路路基等的暗沟排水,挡土墙后及岸坡排水,绿化工程的排水以及环境工程的污水处理,应用范围十分广泛。



图1. 塑料盲沟材料示意图

塑料盲沟排水材料是日本、美国等国家在七十年代开发出来的新型排水材料,至今已有二十多年历史。我国首先由河海大学、北洋—天津大学科技咨询服务部经过几年的努力联合研制成功,供实际工程应用的塑料盲沟排水材料,目前产品有SM153(15cm宽×3cm厚×200cm长)及SM156(15cm宽×6cm厚×200cm长)矩形断面两种规格的塑料盲沟。

塑料盲沟材料的特性及其一般施工方法

1. 特性

A. 塑料盲沟是以 $\phi 1-2\text{mm}$ 的塑料丝制成的网络体,表面开孔率高达95—97%。一般有孔管表面开孔率仅为10~15%,即使是混凝土多孔管开孔率也只有25~30%,仅为塑料盲沟的 $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{3}$,而且很容易被石子土砂堵塞,所以进水效果远不如塑料盲沟好。

B. 具有80~95%空隙率,透水性大。比重约为0.93,可弯曲,施工方便省力。

C. 该材料在三维方向均有粘结支撑作用,因此强度高,具有一般塑料管、混凝土多孔管10倍左右的耐压力。抗压强度在 $10\text{t}/\text{m}^2$ 时,空隙为80%左右, $50\text{t}/\text{m}^2$ 时约为60%。即使超负荷,也能保证50%左右的空隙,仍能正常工作。当载荷去除,可恢复原来尺寸。

D. 在水中不受阳光照射,不会老化,抗酸碱腐蚀,具有半永久的使用稳定性。

E. 在塑料盲沟外包以过滤网或滤布可直接埋设于碎石、砂或泥土中,不会发生土粒流失,也不会堵塞。即使有些微小土料通过滤布进入盲沟体,也不会粘附沟体,且易被体

内一定流速的水流冲走。

F. 当地基不均匀下沉时, 塑料盲沟不会发生折断阻塞事故, 仍能正常发挥作用。

2. 塑料盲沟的一般施工方法

A. 过滤网选择

过滤网一种是网眼为 $0.6 \times 0.6\text{mm}$ 的尼龙编织网, 重量为 $40\text{g}/\text{m}^2$, 破坏强度约为 $4\text{kg}/\text{cm}^2$, 比粗砂透水性好2—3倍, 能防止碎石、土块、粗砂的流入, 坚韧耐久, 另一种是塑料丝粘结网, 用在渗水大的砂砾土层中。如果用于细颗粒土层, 滤网可用土工无纺布, 以防止土颗粒进入沟体。

B. 常用施工方法

常用施工法如图2a、2b所示, 先在沟内放入过滤网, 再把盲沟放入, 然后卷上过滤网, 填入石子或砂。埋入深度根据使用要求确定。

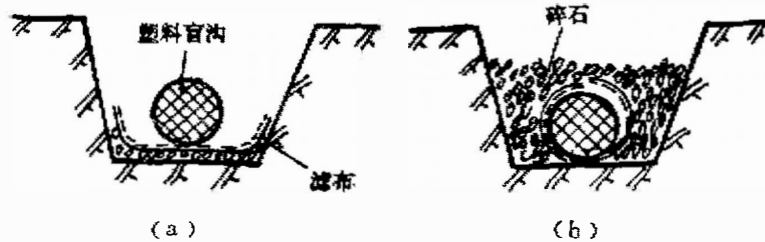


图2. 常用施工方法

3. 施工注意事项

在土中埋入塑料盲沟时, 如不用石子填塞四周, 应避免雨天施工, 如遇雨天应在放晴2—3日后进行。沟底最好先铺一层石子垫层, 以防盲沟被压陷入泥中。

盲沟接头处应裁剪整齐, 接头之间不留缝隙, 表面的过滤网相互搭接。接头处再用扒钉、细木棍、或 $\phi 3-5\text{cm}$ 的水泥钉固定, 如图3所示。

盲沟纵向应预设 $1/500$ 的坡度。

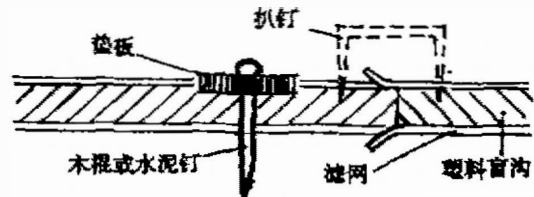


图3. 接缝处理

常见用途

1. 挡土墙等的排水

挡土墙背面常布置有排水沟, 以降低水压力。过去人们常用碎石沟, 但排水效果差, 且易失效。本法虽然材料价格贵些, 但轻便, 省力, 施工快, 效果好。图4是挡土墙排水布置图。塑料盲沟竖向布置, 粘性土中每 1.5m 布置一根, 砂性土 2m 布置一根。中间留有出水孔。高度不大的挡土墙沿墙根部水平布置一条塑料盲沟即可。

用于堤坝后的排水，以降低渗水浸润线，维护坝体安全(如图5所示)。还可用于地下贮罐侧壁的排水，半地下房屋基础排水。图6是用于隧道的排水。每隔1.5~4m布置一根塑料盲沟。用长的塑料盲沟弯曲成图中形状，固定安装均极方便。其它盲沟材料沿四壁不

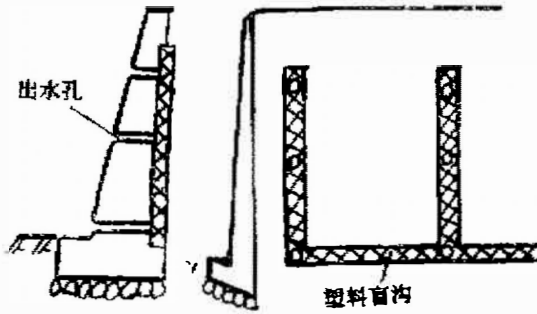


图4. 塑料盲沟在挡土墙排水中的应用

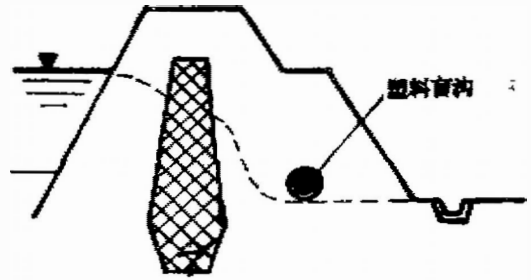


图5. 堤坝内排水

易固定安置，也不能自由弯曲。塑料盲沟可制成2—5cm厚的网板，可部分取代喷射混凝土保持铁丝网的功能，表面被喷射混凝土固定，基体和背面起到抗压和排水功能。如果隧道壁外的山体有崩落，塑料盲沟能承受强大压力。如在受到 30t/m^2 压力时，仍能残留35~41%的孔隙，这是其它盲沟材料难以达到的。

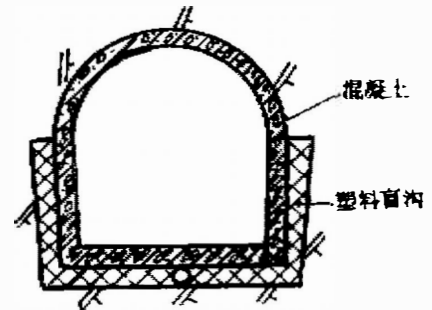


图6. 隧道排水

2. 渗水山坡和低洼地排水

一些公路，铁路旁的砂质土山坡，不仅渗出的水使路基软化，而且容易造成滑坡等。有些斜坡用砖石或混凝土加固，时间长了也易破坏，出现护坡倒坍。对这种山坡可埋设图7所示树枝状盲沟，根据渗水情况和需要确定埋置深度。埋设时在沟底敷设一层不透水垫层。

斜坡下明沟排水(如图8所示)，对排除地面水是有效的，但对表层以下的渗水起不到排水作用。按图8所示在明沟下50~80cm深处理入塑料盲沟，可以防止山坡渗水对下部台地或道路的软化作用。如果建一条深沟，造价远比盲沟为高。

在低洼地建造道路和房屋，往往

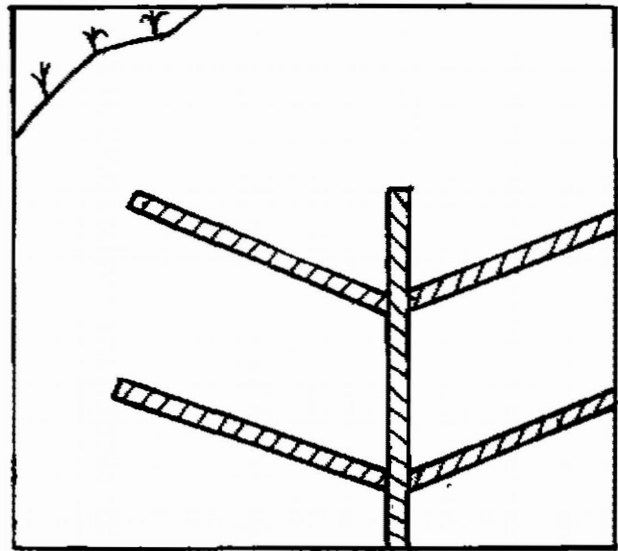


图7. 山坡的排水

需要填高场地。如果排水不当,会影响建筑物的安全。可用图9所示布置塑料盲沟,降低地下水位,能得到明沟和碎石暗沟达不到的效果。地基不均匀沉降不会影响塑料盲沟的功能。

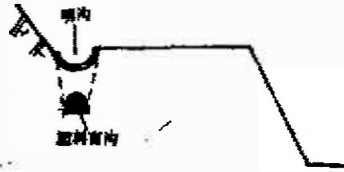


图8. 明沟下的排水

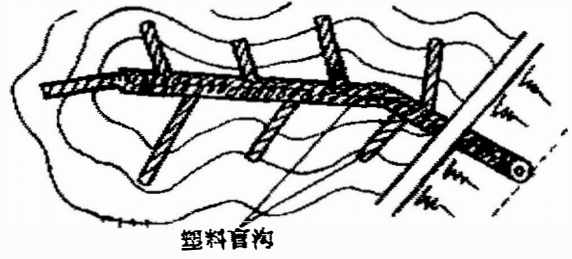


图9. 低洼地的排水

在农业上,国外有用此法进行农业灌溉,以及降低地下水位,改造盐碱地。

3. 路基的排水

在公路和铁路建设中,填土路基可采用图10所示的方法排水,一般间距为5m。在软弱多水路段间隔2—3m就应埋设一根塑料盲沟,如图11所示。埋设深度根据需要,对改善软土路基效果显著。



图10. 填土路基的排水

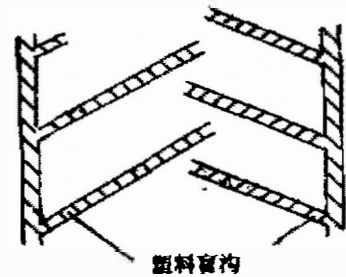


图11. 软弱多水路段的排水

有塑料盲沟的路基道路弯沉值不会明显增加。设塑料盲沟离路面深度为 H cm,沟底宽 B cm,则上部土的压力为:

$$P_1 = C_1 \gamma B$$

其中 C_1 有与土的性质和埋设深度有关的系数, γ 为埋设土的密度,单位 kg/cm^3 。当车辆通过时,如图12所示,假定整个车重由后轮承担,载荷按 45° 扩散,车辆对路面的冲击系数为车重的0.3倍,这样车重对塑料盲沟的压力为:

$$P_2 = \frac{W(1+a)}{10C_2(2H+a)}$$

W 为车重,设为10t, a 为冲击系数(取0.3), C_2 是与后轮间距有关的系数, a 为后轮着地长度。 H 为埋深 m , P_2 为作用在埋管上的垂直活荷载 kg/m^2 , C 为车轮占有宽度 m 。(公式见日本新光尼龙株式

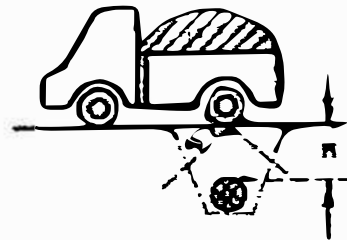


图12. 车重对塑料盲沟的压力计算模型

会社：土木用暗沟集排水材料技术资料) 则塑料盲沟所受到的总压力为：

$$P = P_1 + P_2$$

由 P 与 H 的关系式可以得到下表关系。当埋设深度为1m左右时，塑料盲沟上所受到的压力已很小，不会产生较大变形。另外塑料盲沟减少了路基含水量，提高了路基抗压性能。

$H(\text{cm})$	50	100	150	200	250
$P(\text{kg}/\text{cm}^2)$	0.704	0.470	0.396	0.364	0.344

4. 运动场的排水

一些球场往往因积水而不能使用。用图13方式埋设，暴雨后2—3小时即可使用球场。球场中心到边沿的坡度应为 $\frac{1}{300}$ 左右。

5. 屋顶花园的排水

大城市车辆拥挤，楼房林立。为了改善生活环境，利用有限土地进行绿化，人们越来越重视屋顶花园的建设。屋顶花园绿化的另一效果是可以减少屋顶因夏冬温度变化而产生的热胀冷缩裂缝，减少漏水。

屋顶花园建设可按图14所示。如果用砂石铺底层则有3个缺点。①砂石透水性只及塑料盲沟的 $\frac{1}{15}$ ；②砂石在种植土下易失去排水作用；③砂石重量大，不宜放在屋顶。

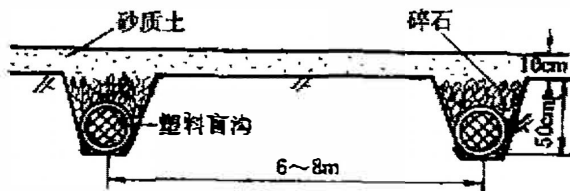


图13. 球场排水

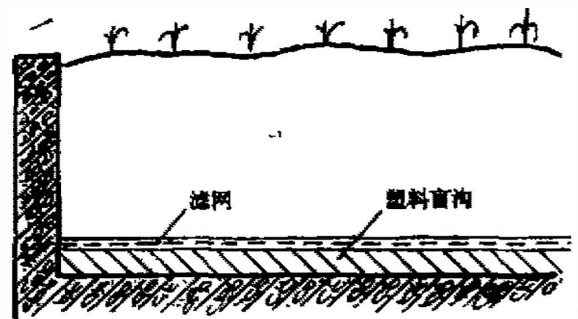


图14. 屋顶花园

6. 环保工程

在环保工程方面，该材料可作为下水道过滤材料，防止垃圾进入地下管道。塑料盲沟还可抽出清理后，再继续插入下水道入口重复使用。在污水净化工程中，用该材料填入处理池中，如图15所示，可有效降低水中污泥和杂质的含量。

一般污水净化是用活性污泥法。该法产生的活性污泥需要处置，设备消耗的能量也很

大。为了克服这些缺点，人们尝试过向池中投入木片、竹片和小树枝等以吸附污泥，但有效表面积小，效果有限。塑料盲沟填入净化槽，该材料虽有憎水性，不粘一般泥砂，但污水的微生物，尤其是丝状细菌容易附着在该塑料丝上，并进行繁殖，使脏物富集在塑料丝周围，起到净化水的作用，因其表面积大，净化水比活性污泥法效率高，省能量。

用此法净化污水时，处理次数越高，水净化效果越好。一般用图15所示净化槽三级联用即能得到满意效果。使用中应注意老化变脆现象。

当塑料丝还在热熔化状态时，对其喷射活性碳粉剂，粘附在该丝周围，成为吸附性好的材料，在化工上为一定用途。如果喷上棉、麻纤维，成为具有吸水性材料。

虽然该材料的生产和使用在我国刚刚起步，人们对它的认识还有个过程，但它的良好综合性能是引人注目的，在土建以及其它领域必能发挥一定作用。

主要参考资料

1. 高桥勤，佐藤健，安原稔 《ヘチマロンはよる接触酸化》，新光ナイロン株式会社资料
2. 崎山正常 《ヘチマロンの透水試験》，九州产业大学工学部土木工学科教室

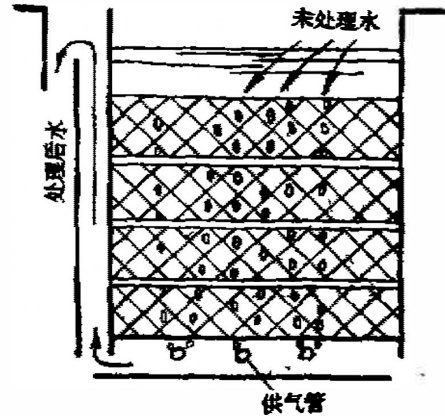


图15. 污水净化