

纯摩擦桩荷载-沉降曲线的拟合方法 及其工作机理

陈雨孙 周 红

(城乡建设环境保护部综合勘察院, 北京)

提 要

本文用有限单元法模拟了挖孔灌注纯摩擦桩的实测荷载 P -沉降 S 曲线。文中对纯摩擦桩摩阻力的产生用土工试验的直剪和单剪试验来解释, 在这一基础上建立了数学模型, 并在模型桩与土之间引进了节理单元以模拟土的剪切面进入塑性状态后的剪力和位移。为确定代表土抗剪强度的节理单元竖向刚度系数, 文中提出了一套相应的计算公式和试算迭代的计算方法, 用来逐步逼近其真值。并认为: 有了拟合实测 P - S 曲线的方法便有可能通过原位试桩得到土的剪力-剪位移曲线, 为进一步反演土的本构关系提供新的途径。

文中根据算得的土中竖向位移和最大剪应力分布, 对纯摩擦桩的工作状态和破坏机理作了分析, 认为桩侧土体的抗剪强度直接决定着摩擦桩的承载力。

一、前 言

1982年综合勘察院在郑州市邮政转运大楼工地做了纯摩擦桩的静载试验。如图1所示, 该桩由人工开挖成孔, 置于轻亚粘土中, 并在距孔底约0.5m左右的厚度内垫有草袋, 然后

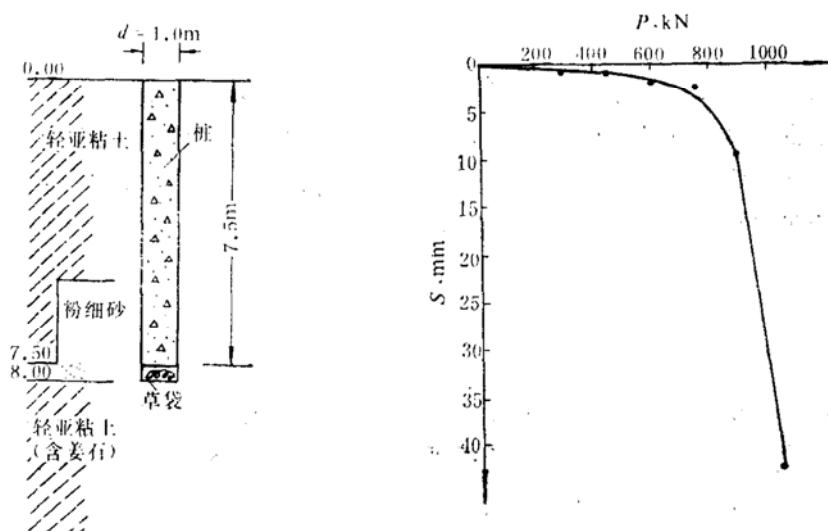


图1 纯摩擦桩及 P - S 曲线

浇注混凝土成桩。桩底经这样处理后,桩在加荷沉降时不存在端反力而保证成为名副其实纯摩擦桩。试验时采用稳定加荷法逐级施加荷载直到桩破坏,从而得到图1的荷载 P -沉降 S 曲线。

根据上述纯摩擦桩的静载试验资料,本文用有限单元法,通过对桩的 P - S 曲线的拟合,探讨摩擦桩的工作原理及破坏机理。

二、数学模型的建立

(一)摩擦桩桩边土的受力情况

人工成孔的灌注桩由于孔壁很难保持平整,在桩、土之间形成了凹凸不平的界面(图2(a))。当桩顶加荷后,荷载以剪力 T 的形式沿图2(a)中 CD 虚线所示的剪切面传递给桩边附近

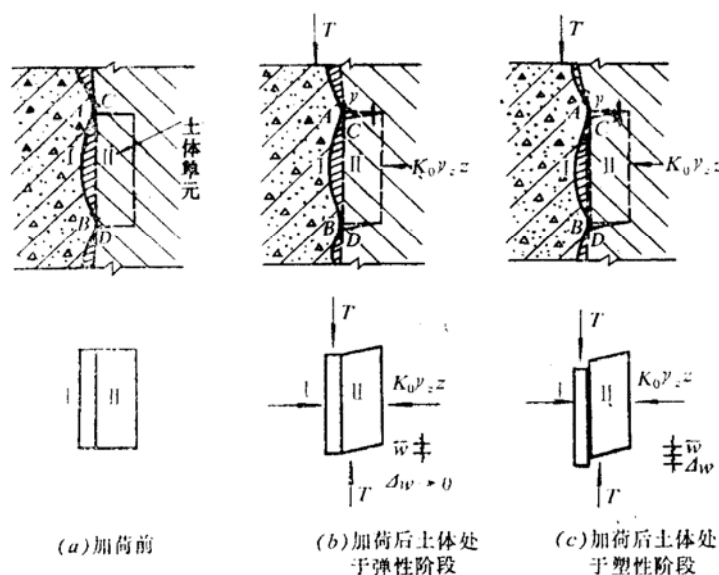


图2 桩身与土体的界面与直接试验的比拟

的土体,因而土体也可按 CD 线为界分为两部分:土体 I 位于剪切面与桩之间,其受力情况与直剪仪中刚性上半盒内的土样相似;土体 II 相当于剪应变均匀的单剪仪内的土样。它们都在法向力 $N = K_0 \gamma_z z$ 作用下受到 T 的剪切。这里的 K_0 为静止侧压力系数, γ_z 为土的容重, z 为埋深。又假设加荷后桩身的位移 δ 由剪切面外侧土体的弹性变形 $\bar{w}$ 和剪切面的相对位移 Δw 两部分组成。

$$\delta = \bar{w} + \Delta w \quad (1)$$

并假设当荷载不大,剪切面处于弹性阶段时, $\Delta w = 0$,如图2(b)。当土体 I 随桩身一起产生沉降 δ 时,依靠土体 II 产生的弹性剪切变形 $\bar{w}$ 与之适应;荷载增大到使剪切面进入塑性阶段时, $\Delta w > 0$,在剪切面的两侧出现相对位移,如图2(c)。此时土体 II 中贴近剪切面处虽也相应地产生塑性变形,但离剪切面稍远处塑性变形即消失,只剩下弹性变形。为简化计算,假定 II 在整体上仍然处于弹性状态。

(二) 节理单元的引进

为描述摩擦桩的荷载传递特性, 本文引进了岩体力学中的节理单元^[1](图3), 以模拟图2(a)所示的剪切面。

如前述, 桩与土体的界面是凹凸不平的, 故其剪切面也不可能是平整的, 但为简化模型, 将图2(a)中以虚折线表示的剪切面当作平整的圆柱曲面处理, 因此节理单元就成为两个相互平行的圆环形曲面。在轴对称坐标系中, 它有4个结点, 分别用 m, j, k, l 表示, 每个节理单元随机地包含若干个折线剪切面。

在剪力 T 和法向力 N 作用下, 节理单元的结点位移写成列阵形式有:

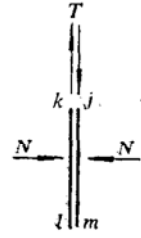


图3 节理单元

$$\{\delta\}^e = [u_m \ w_m \ u_j \ w_j \ u_k \ w_k \ u_l \ w_l]^T \quad (2)$$

此时节理单元的两曲面所发生的横向相对位移 Δu 和竖向相对位移 Δw 可用下式确定:

$$\begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & -\frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \{\delta\}^e \quad (3)$$

而刚度矩阵 $[k_{rz}]$ 为 8×8 阶方阵。

$$[k_{rz}] = \begin{bmatrix} 2k_r/4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2k_r/4 & 0 \\ 0 & k_z/4 & 0 & k_z/4 & 0 & -k_z/4 & 0 & -k_z/4 \\ 0 & 0 & 2k_r/4 & 0 & -2k_r/4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_z/4 & 0 & k_z/4 & 0 & -k_z/4 & 0 & -k_z/4 \\ 0 & 0 & -2k_r/4 & 0 & 2k_r/4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_z/4 & 0 & -k_z/4 & 0 & k_z/4 & 0 & k_z/4 \\ -2k_r/4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2k_r/4 & 0 \\ 0 & -k_z/4 & 0 & -k_z/4 & 0 & k_z/4 & 0 & k_z/4 \end{bmatrix} \quad (4)$$

其中

$$k_r = \frac{N}{\Delta u}, \quad k_z = \frac{T}{\Delta w} \quad (5)$$

角标 r, z 分别代表径向和竖向。据此可得节理单元的结点力与结点位移关系式如下:

$$[k_{rz}]\{\delta\}^e = \{F_{rz}\}^e \quad (6)$$

其中 $\{F_{rz}\}^e$ 为节理单元结点力列阵, 即

$$\{F_{rz}\}^e = [F_{mr} \ F_{mz} \ F_{jr} \ F_{jz} \ F_{kr} \ F_{kz} \ F_{lr} \ F_{lz}]^T \quad (7)$$

(三)节理单元的剪力和位移分析及刚度系数 k_r , k_z 的确定

由于式(5)中 N , T , Δu , Δw 在计算前均是未知, 因此利用该式直接确定 k_r 和 k_z 有困难。但在节理单元的径向, 桩与土体紧密挤压, 两曲面不可能产生相互脱离, 同时桩与土也不会发生相互嵌入的现象, 故节理单元的径向相对位移 $\Delta u \rightarrow 0$, 也即径向刚度系数 k_r 具有足够大的值。通过多次试算, 确定当 $k_r = 9.8 \times 10^6 \text{ kN/m}$ 时就能保证节理单元无显著的径向相对位移。剩下的关键问题是如何确定竖向刚度系数 k_z 。

模仿大量土的实际直剪和单剪试验所得的剪力和剪位移曲线, 可将各节理单元在荷载下的剪力 T 与位移 $\delta = \bar{w} + \Delta w$ 绘成图4所示的曲线, 其中每条曲线都有一个屈服点, 如图

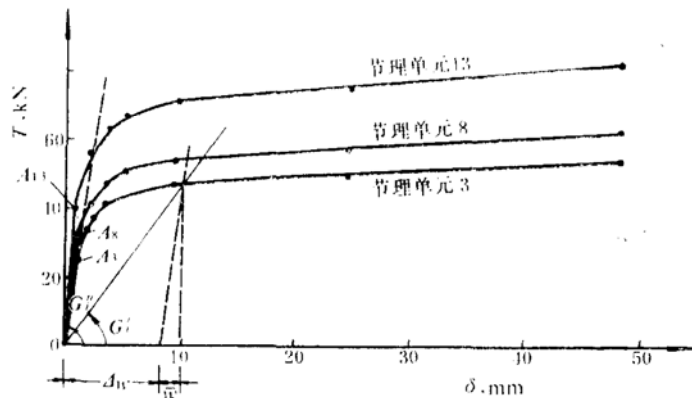


图4 节理单元剪力 T 与位移 δ 曲线

的 A_3 , A_8 , A_{13} 。当剪力 T 小于屈服点时, 土只产生弹性变形 $\bar{w}$, T - δ 曲线是直线形; 当剪力 T 超过屈服点时, T - δ 曲线由直线变成斜率越来越小的曲线, 即有塑性位移 Δw 产生。如在曲线段上任取一点, 并与原点相连, 可得塑性阶段的割线斜率

$$G_i' = \frac{T}{\delta} = \frac{T}{\bar{w} + \Delta w} \quad (8)$$

而在弹性阶段, 割线斜率就等于切线斜率, 记为 G_i'' 。

$$G_i'' = \frac{T}{\delta} = \frac{T}{\bar{w}} = \text{const} \quad (9)$$

G_i' , G_i'' 与下面的 $k_{z,i}$ 中的角标 i 是用来标明与第 i 级荷载 P_i 相应的 T - δ 曲线上的割线斜率及竖向刚度系数。式(8)也可写成

$$G_i' = \frac{1}{\frac{\bar{w}}{T} + \frac{\Delta w}{T}}$$

将式(5)中的第二式及式(9)代入上式, 得

$$G_i' = \frac{1}{\frac{1}{G_i''} + \frac{1}{k_{z,i}}}$$

或

$$\frac{1}{G_i'} = \frac{1}{G_i''} + \frac{1}{k_{z,i}} \quad (10)$$

式(10)说明在塑性阶段 G_i' 由两部分构成, 其中 G_i'' 反映了剪切面中仍处于弹性阶段部分的抗剪强度, 而 $k_{z,i}$ 则为已进入塑性阶段的那部分剪切面的残余刚度。变换式(10), 得

$$k_{z,i} = -\frac{1}{(G_i''/G_i') - 1} G_i''$$

或记为

$$k_{z,i} = \beta G_i'' \quad (11)$$

式(11)表明节理单元的竖向刚度系数 $k_{z,i}$ 是随着荷载增大和 G_i' 的减小而迅速变小。因此, 只要有了图4所示的 $T-\delta$ 曲线, 就可根据不同剪力水平采取相应的 G_i' 值, 利用式(9)及式(11)求得节理单元的刚度系数 $k_{z,i}$ 。

(四) 计算域、边界条件及线性代数方程组

由于土体是半无限体, 但作为数学模型的计算域必须是有界的。本文取8倍桩径 d 作为模型侧界的半径 R 。在桩底以下取4.6倍桩径作为模型的下界, 即模型高 $H = h + 4.6d$, h 是桩长, 地面则是模型的上界。在模型的侧界和下界, 认为土体已不受摩擦桩的影响, 故在图5所示的坐标系中有边界条件

$$0 \leq r \leq R, \quad z = 0 \text{ 时}, \quad u = 0, \quad w = 0,$$

$$r = R, \quad 0 \leq z \leq H \text{ 时}, \quad u = 0, \quad w = 0,$$

又由轴对称条件可知

$$r = 0, \quad 0 \leq z \leq H \text{ 时}, \quad u = 0$$

在这计算域内, 根据弹性力学有限单元法^[2]的算式, 可以给出如下的线性代数方程组

$$[K]\{\delta\} = \{F\} \quad (12)$$

式中 $[K]$ ——整体刚度矩阵; $\{\delta\}$ ——待求的结点位移列阵; $\{F\}$ ——结点荷载列阵。

$[K]$ 中元素 k_{rs} 由环绕结点 r 的所有三角形单元和节理单元的刚度系数组合而成, 如

$$k_{rs} = \sum^q k_{rs}^{(e)} \quad r = 1, 2, \dots, n; \quad s = 1, 2, \dots, n \quad (13)$$

式中 q ——环绕结点 r 的三角形单元和节理单元之总和; n ——结点总数。

在图1中所示纯摩擦桩的破坏荷载为980kN。由于荷载小, 对整个数学模型内的土体来说, 不可能引起塑性变形, 故式(13)中 $k_{rs}^{(e)}$ 所含的 E 为弹性模量, 而当荷载增大, 直到桩失稳时, 桩边土体中发生的塑性应变和剪坏统由节理单元承担。

三、 P - S 曲线的拟合

利用上述数学模型,可由下文的试算和迭代计算方法拟合实测的 P - S 曲线,并在此基础上确定土的位移和应力分布。

(一) 网格划分

在计算域内按图5所示剖分网格,计有315个结点,528个三角形单元。当桩顶所受荷载大于弹性极限荷载 P_e 时,则在桩与土之间沿剪切面加设15个节理单元。

由于在图1的实际纯摩擦桩中,桩底有约0.5m厚的脱空区,故在计算网格中应扣除桩底之下的361号及373号单元。

(二) 试算与迭代计算方法

当桩顶荷载 P 在 P - S 曲线的直线段($P \leq 441 \text{ kN}$)内时,因桩与土无相对位移,故数学模型中无需设节理单元。现以 $P = 294 \text{ kN}$ 作为第一级荷载进行试算,借以调整由土工试验获得的各层土的弹性模量 E ,直到桩顶的计算沉降与实测相等为止。运用试算修正后的弹性模量 E ,可计算出摩擦桩 P - S 曲线的直线段。

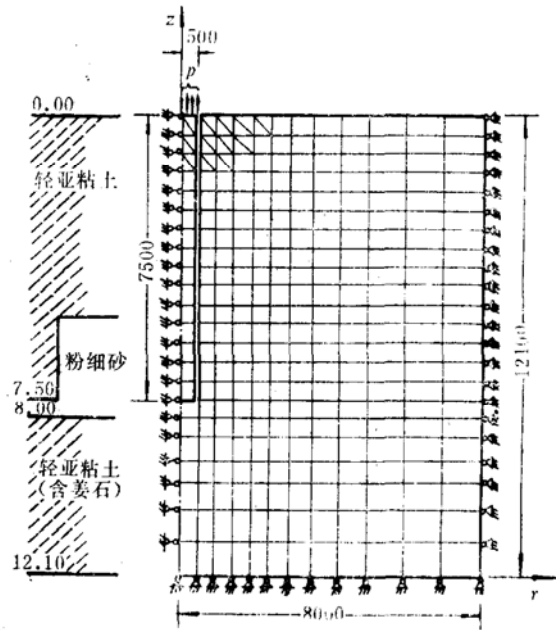


图5 计算网格及边界条件

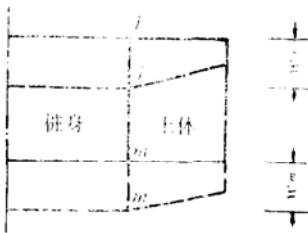


图6 桩边结点位移示意

在直线段内,系用下式计算桩边各土体单元的弹性剪切变形 $\bar{w}$:

$$\bar{w} = 0.5(w_m + w_j) - (w_m - w_j) \quad (14)$$

式中 w_m, w_j ——分别为荷载 P 作用下结点 m, j 所产生的竖向位移,见图6。

式(14)右侧第一项代表桩侧单元的平均竖向位移,第二项代表单元的弹性压缩量。而桩边各单元沿桩周的剪力 T 为

$$T = \tau A_h \quad (15)$$

式中 τ ——结点 m 和 j 两点处剪应力平均值; A_h ——单元绕桩周的表面积。

故图4中弹性阶段的 T - δ 直线段斜率

$$G_t'' = \frac{T}{w} = \frac{\tau A_h}{w}$$

当荷载 P 超过弹性极限荷载 P_e , 则因桩与土之间出现相对位移, 而需在数学模型中加入节理单元。

正如式(5)或式(11)所指出的, 确定各级荷载 P_i 下节理单元的刚度系数 $k_{z,i}$, 需要本级荷载作用下尚未求出的 T , Δw 或 G_i' , 为解决这一困难, 将利用前级荷载 P_{i-1} 的计算结果, 通过迭代计算逐步逼近其真实的 $k_{z,i}$ 或 G_i' 。令 $P_i = P_{i-1} + \Delta P$, 则当荷载由 P_{i-1} 增加到 P_i 时, 假定各节理单元的剪力增量 ΔT_i 仍按前级荷载下的剪力分配规律分配, 即

$$\Delta T_i^{(1)} = \Delta P \frac{\Delta T_{i-1}}{\sum_j \Delta T_{i-1}} \quad j = 1, 2, \dots, 15 \quad (16)$$

式中上角标(1)代表第一次试算, 此时剪力为

$$T_i^{(1)} = T_{i-1} + \Delta T_i^{(1)} \quad (17)$$

对应于 $T_i^{(1)}$ 的弹性剪切变形 $\bar{w}$ 为

$$\bar{w} = \frac{T_i^{(1)}}{G_i''} \quad (18)$$

又令相应于 P_i 时各节理单元相对位移为

$$\Delta w_i^{(1)} = \Delta w_{i-1} + \delta(\Delta w_i)^{(1)} \quad (19)$$

其中 $\delta(\Delta w_i)^{(1)}$ 为在荷载增量 ΔP 作用下节理单元产生的相对位移增量。在第一次试算时假定桩的压缩可忽略, 而桩边土结点的竖向位移又与剪力成正比, 故 $\delta(\Delta w_i)^{(1)}$ 可利用实测 P - S 曲线近似求得, 即

$$\delta(\Delta w_i)^{(1)} = (S_i - S_{i-1}) - \frac{S_i}{P_i} \Delta T_i^{(1)} \quad (20)$$

式中 S_i , S_{i-1} , S_1 分别对应于荷载 P_i , P_{i-1} , P_1 时的桩顶实测位移。由式(17)~(19)得

$$G_i'^{(1)} = \frac{T_i^{(1)}}{\bar{w}_i^{(1)} + \Delta w_i^{(1)}} \quad (21)$$

将 $G_i'^{(1)}$ 代入式(11)可求得 $k_{z,i}^{(1)}$ 。

由于下文是按增量 ΔP 进行计算的, 故式(12)[K]中有关节理单元的元素应以增量表示, 故需将 $k_{z,i}$ 转换成 $\Delta k_{z,i}$ 。现来推导 $\Delta k_{z,i}$ 的表达式。

图7示出了节理单元8的剪力 T 与相对位移 Δw 曲线。由式(5)的第二式可知

$$k_{z,i-1} = \frac{T_{i-1}}{\Delta w_{i-1}}$$

$$k_{z,i}^{(1)} = \frac{T_i^{(1)}}{\Delta w_i}$$

又从图7知

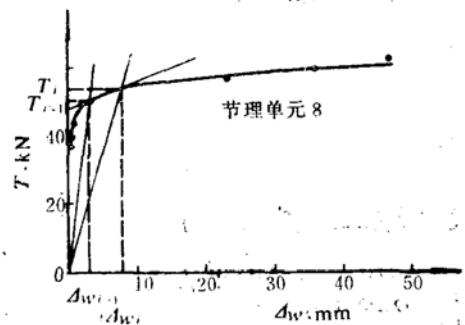


图7 节理单元的 T - Δw 曲线

$$\begin{aligned}\Delta k_{z,i}^{(1)} &= \frac{T_i^{(1)} - T_{i-1}}{\Delta w_i^{(1)} - \Delta w_{i-1}} \\ &= k_{z,i-1} \frac{1 - (T_{i-1}/T_i^{(1)})}{(k_{z,i-1}/k_{z,i}^{(1)}) - (T_{i-1}/T_i^{(1)})}\end{aligned}\quad (22)$$

由于在 ΔP 作用下各节理单元的剪力增量 $\Delta T^{(1)}$ 及相对位移增量 $\delta(\Delta w_i)^{(1)}$ 采用了近似式(16)及(20),致使解方程组(12)求得的桩顶位移 $S_i^{(1)}$ 与实测值 S_i 有差异,设两者之差为

$$\Delta S^{(1)} = S_i - S_i^{(1)} \quad (23)$$

如果误差 $\Delta S^{(1)}$ 大于精度要求所允许的值,则须利用本次试算结果修正相对位移

$$\Delta w_i^{(2)} = \Delta w_i^{(1)} + \Delta S^{(1)} \quad (24)$$

进行第二次试算,此时剪力增量修正为

$$\Delta T_i^{(2)} = \Delta w_i^{(2)} \Delta k_{z,i}^{(1)} \quad (25)$$

将式(25)代入式(17)、(18)可确定

$$\overline{w_i}^{(2)} = \frac{T_i^{(2)}}{G_i''} \quad (26)$$

将式(24)~(26)代入式(21)得 $G_i'^{(2)}$,继而可求得相应的 $\Delta k_{z,i}^{(2)}$,重解方程组(12)得到新的桩顶位移 $S_i^{(2)}$,比较 $S_i^{(2)}$ 与 S_i ,重复式(23)以后的步骤,直到第 n 次试算后误差 $\Delta S^{(n)}$ 满足精度要求为止,此时可得 P_i 作用下土体的位移场 $\{\delta_i\}$ 。

$$\{\delta_i\} = \{\delta_{i-1}\} + \{\Delta \delta_i\} \quad (27)$$

有了 $\{\delta_i\}$,利用式(3)可得节理单元的相对位移 Δw_i ,继而可计算各节理单元的剪力增量及剪力

$$\left. \begin{aligned} \Delta T_i &= \Delta w_i \Delta k_{z,i} \\ T_i &= T_{i-1} + \Delta T_i \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

并求得土体中的应力 $\{\sigma\}$ 。

需要注意的是在进行第一级塑性荷载 $P_i = P_e + \Delta P$ 计算时,由于 $k_{z,i-1}$ 趋于无穷大,须用下式

$$\lim_{k_{z,i-1} \rightarrow \infty} \Delta k_{z,i} = k_{z,i} \left(1 - \frac{T_{i-1}}{T_i} \right) \quad (29)$$

代替式(22)确定 $\Delta k_{z,i}$ 。

利用上述方法拟合得的计算结果列于表1,计算时所用的土的参数列于表2,并将桩顶计算 P - S 曲线用实线示于图8中的曲线 a ,同时用虚线绘出了实测 P - S 曲线,可见拟合结果与实测非常吻合。图中曲线 b 为算得的桩侧地表一点的 P - S 曲线。其位移值很小且保持为直线,表明直到摩擦桩发生破坏,土体仍保持弹性状态。

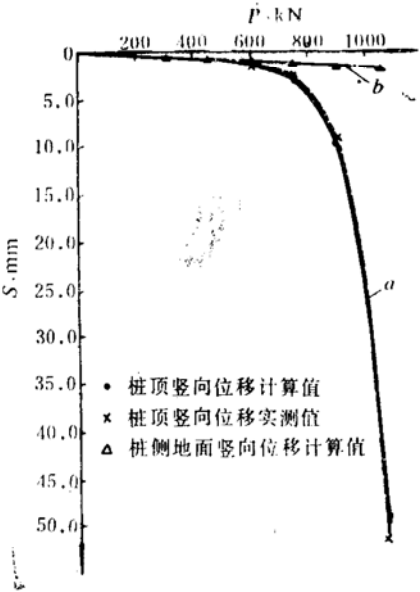


图 8 桩顶及地面计算 P - S 曲线

表 1

荷载(kN)		294	441	588	735	882	1030
实测沉降(mm)		0.605	0.950	1.530	2.770	9.650	51.70
计算沉降	桩顶(mm)	0.587	0.879	1.532	2.850	9.820	49.13
	地表(mm)	0.587	0.879	1.187	1.500	1.810	2.118
	迭代次数	3	1	2	1	1	1
精度(%)		3.0	7.5	1.0	2.9	1.8	5.0

表 2

地 层		第一层 (轻亚粘土)	第二层 (粉砂)	第三层 (轻亚粘土 含 姜 石)	桩
土工 试验 值	$\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	18.8	18.6	20.6	23.5
	μ	0.30	0.25	0.30	0.15
	$E(\text{MPa})$	10.79	9.81	13.73	27930.0
	调整后 $E(\text{MPa})$	60.41	54.92	76.88	27930.0

四、计算结果及分析

(一)桩侧剪力分析

在各级荷载下，根据式(17)算得桩周各单元所承担的剪力 T 示于图 9 (a)，同时在 图 9

(b)中绘出了对应荷载下桩身轴力 N 的曲线,从图9(a)可知,桩周剪力 T 的分布并非均匀,而是桩尖最大,桩顶次之,中间较小的曲线状。这种分布的格局,从弹性阶段经塑性阶段直到破坏,基本保持不变。图9(b)的曲线则表明作用在桩顶的荷载,以剪力的形式从上到下逐渐传递给土体,由于桩底存在空隙,土体不可能产生端承力,故到桩底,荷载已全部传递完毕。

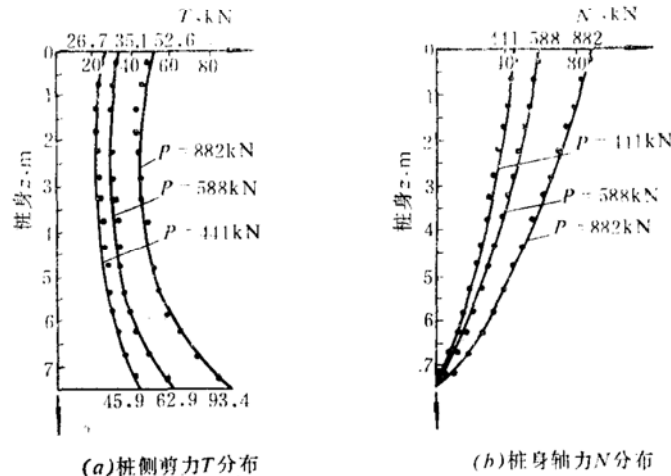


图9 桩侧剪力及桩身轴力分布

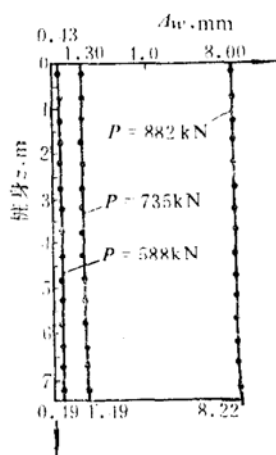
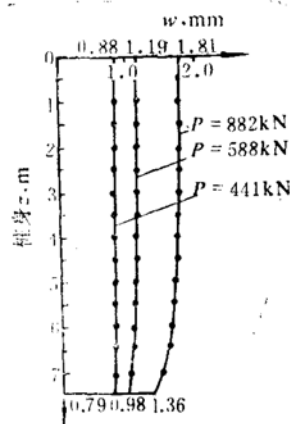
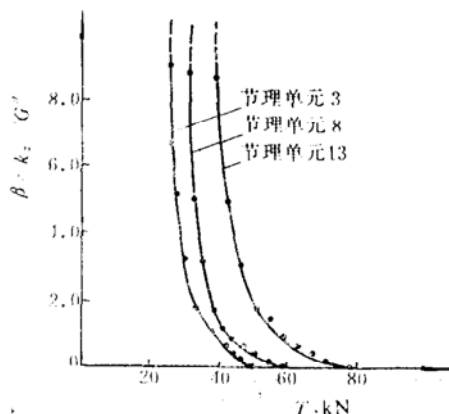
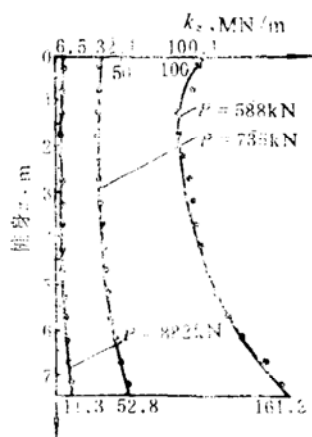
(二) 桩与桩侧土相对位移分析

当桩侧土体的剪力超过弹性极限时,桩与土产生相对位移,其值是用节理单元的相对位移量来表示。图10示出了 $P = 588$ kN, 735 kN, 882 kN时桩、土相对位移情况。在进入塑性状态的初始阶段,桩与土体之间的相对位移量 Δw 与土的竖向位移 w (示于图11)相比很小,如当 $P = 588$ kN时, $\Delta w/w = 0.36$,但随着荷载的增加,该比值便急剧增加,如当 $P = 882$ kN时, $\Delta w/w = 4.42$ 。

(三) 摩擦桩的破坏机理探讨

从上文分析的不同荷载下摩擦桩桩侧剪力及桩、土之间相对位移的分布及变化规律知,桩侧各土体单元所承担的剪力是随荷载增加成比例地增长的,但桩和土的相对位移却随着荷载的增加而快速增长,其增长量取决于节理单元的刚度系数 k_s 随荷载变化的规律。

节理单元的刚度系数 k_s 是代表进入塑性状态的土的剪切面的抗剪强度。 k_s 越大则该单元产生一定的相对位移所需的剪力也越大。故 k_s 值的大小是由该单元所传递的剪力 T 及由此剪力所产生的相对位移 Δw 的比值所确定,如式(5)所示的 k_s 是随 T 而变化的。图12绘出了计算网格(见图5)中从上往下数的第3, 8, 13个节理单元在加荷过程中 $k_s/G_1'' (= \beta)$ 随 T 变化的曲线(G_1'' 是常数)。当荷载 $P < P_c$ 时,各单元的 k_s/G_1'' 趋于无穷大,如图中虚线。在 $P > P_c$ 的初始阶段,各单元的剪力 T 尚较小, k_s/G_1'' 均能保持较大值,如 $P = 490$ kN时, k_s/G_1'' 值在8.6~9.0之间。随着荷载 P 的增加和相应的 T 增大,其值迅速减小,如 $P = 588$ kN时, $k_s/G_1'' = 2.8 \sim 3.2$; $P = 882$ kN时, $k_s/G_1'' = 0.19 \sim 0.21$ 。 k_s 随荷载增大而减小的变化也反

图10 桩与土体相对位移 Δw 图11 桩边土体竖向位移 w 图12 节理单元的 β 值与 T 值曲线图13 节理单元刚度系数 k_s

映在图13中。

节理单元刚度系数 k_s 随剪力 T 的增加而减少,反过来又促使了桩、土相对位移的加速发展,直至摩擦桩失稳而破坏。这一过程也可用剪力 T 与剪位移 δ 的关系来反映。这里选用了在拟合过程中算得的第3, 8, 13号节理单元的 T - δ 曲线示于图4。这些曲线实际上是反映了土的屈服面不断扩大和应力与塑性应变的比值不断变小的关系。因此只要有了上述拟合实测 P - S 曲线的方法,得到 T - δ 曲线,便有可能用原位试桩结合有限单元法反演土的弹塑性应力应变关系。

(四)土体位移及应力分布

为了说明纯摩擦桩加荷后土体内位移和应力的分布,现选用了 $P = 882 \text{ kN}$ 时土体的竖向位移 w 等值线示于图14。此时桩顶位移为 9.82 mm ,桩侧地表的位移仅有 1.81 mm ,两者相差5倍多。土体中的竖向位移沿桩身取得最大值,并逐渐向外、向下变小。而对应的最大剪应力等值线绘于图15,其曲线形态与图14相似,最大值也出现在桩身和桩脚附近,并逐渐向

外扩散。这些曲线都表明,即使桩将失稳,土体中的位移和应力仍处于弹性状态。

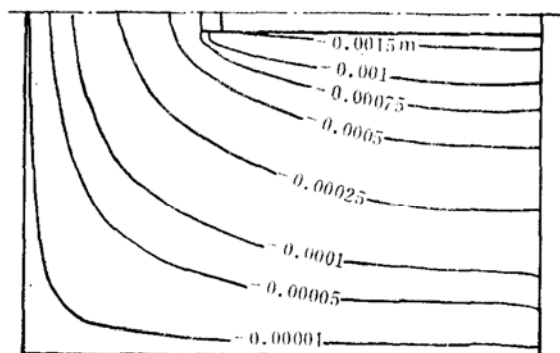


图14 $P = 882\text{kN}$ 时竖向位移等值线

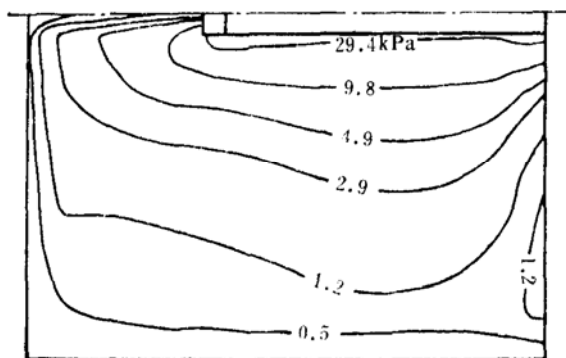


图15 $P = 882\text{kN}$ 时最大剪应力等值线

五、结 论

从上述计算结果及其分析可得如下结论:

1. 在桩身与土体之间设置的节理单元,可以很好地模拟剪力的传递、桩与土的相对滑移及桩的破坏。

2. 纯摩擦桩的失稳,是以桩与土体的不平整界面上土的相对滑动达到一定数量而发生剪切破坏的结果。这也是剪切面及其附近的土进入塑性状态后屈服面的扩大直至与破坏面重合的结果。但这时剪切面以外的土体中位移仍保持很小值,故仍处于弹性状态。因而纯摩擦桩的承载力只取决于桩周土的抗剪强度。

3. 用本文的试算迭代方法,通过对实测 $P-S$ 曲线的拟合可以得到桩侧土的剪力和剪位移关系($T-\delta$ 曲线),为进一步用原位试桩数据和有限单元法反演土的弹塑性应力应变关系提供新的途径。

参 考 文 献

- [1] 德, C.S., 克里斯琴, J.T., 岩土工程数值方法, 卢世深等译, 中国建筑工业出版社, 1981, 第113~117页。
- [2] 华东水利学院编, 弹性力学问题的有限单元法, 修订版, 水利出版社, 1982年。

Method for Fitting of P-S Curve and Mechanism of Friction Pile

Chen Yusun and Zhou Hong

(Comprehensive Institute of Geotechnical Investigation and Surveying, Beijing)

Abstract

The load-settlement curve of a bored and cast-in-place friction pile simulated by the finite element method is described in this paper. The development of pile skin friction is interpreted in terms of direct and simple shear tests. On this basis the mathematical model of pile is established, in which the joint elements are introduced between the pile and the surrounding soil to simulate the shear forces and displacements after the occurrence of plastic state on the cylindrical shear surface of soil. In order to approximate the actual vertical stiffness coefficients of the joint elements representing the shear strength of soil, formulas and iteration method are suggested. It is noted that the fitting of the measured P-S curve will yield relationship between the shearing force and displacement through the pile loading test, which would provide a new approach for back calculating the constitutive relation of soil.

From the calculated profile of shear stress and vertical displacements in the soil the working behavior and failure mechanism of the friction pile is also analyzed, leading to the conclusion that the bearing capacity of friction pile depends directly upon the shear strength of the surrounding soil.