

上海软土地基长桩荷载传递新模型

裴捷 水伟厚 曹晖

(上海现代建筑设计集团 申元岩土工程有限公司 上海 200011)

摘要: 在荷载传递解析法的基础上, 针对上海软土地基中的长桩提出了一种改进的全面的荷载传递模型。该模型不仅实现了加工软化型土和硬化型土模型的统一, 可反映桩土之间产生的滑移和摩阻力的退化, 而且可反映桩侧摩阻力和桩侧阻力的异步发挥现象, 对进一步研究桩基荷载传递机理具有实用价值。

关键词: 荷载传递 模型 滑移 摩阻力 异步发挥

NEW MODEL OF LONG PILE LOAD TRANSFER FOR SOFT FOUNDATION IN SHANGHAI

Pei Jie Shui Weihou Cao Hui

(Shenyuan Geotechnical Engineering Co., Ltd., Shanghai Xiandai Architectural Design(Group) Co., Ltd. Shanghai 200011)

Abstract: A modified model of full-load transfer is proposed of long piles for the soft foundation in Shanghai based on analytic method of load transfer. The unification of processing softened and hardened soil models is realized by the modified model, which can reflect not only pile-soil slip and degradation of frictional resistance, but also reflect asynchronous action of lateral friction and lateral resistance. It is very useful for further research on load transfer mechanism of piled foundations.

Keywords: load transfer model slip frictional resistance asynchronous action

桩土之间力的传递与变形协调的规律, 是桩的承载力机理和桩土共同作用分析的理论依据。自1955年Seed和 Reese^[1]根据试验结果首先提出荷载传递法之后, Kezdi (1957)、佐藤悟 (1965)、Coyle和 Reese (1966)^[2]、Holloway (1975)、Vijayvergiya (1977)^[3,4]以及徐和、陈竹昌等^[5]国内外学者相继在此基础上取得了一定进展, 建立了各种形式的荷载传递函数。由于荷载传递法具有概念明确、精度高、适应性强等特点而受到工程界的广泛关注。上海地区第四纪冲积层厚度超过百米, 地下水埋藏浅, 天然地基承载力低, 变形量大。本文针对上海软土地基中的长桩提出一种改进的全面的荷载传递模型。

1 各种传递函数的关系

用荷载传递分析法分析单桩受力特性的关键在于选择能反映桩—土共同作用机理的传递函数。目前, 国内外比较有影响的典型的传递函数^[6]均可简化为:

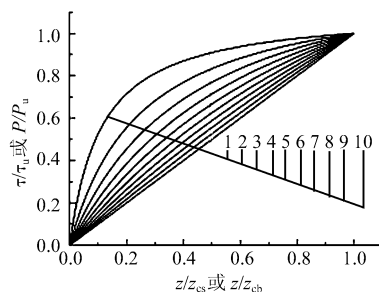
$$\tau = \tau_u \frac{1}{(1-\xi) + \xi z_{cs}/z} \quad (1)$$

$$P = P_u \frac{1}{(1-\eta) + \eta z_{cb}/z} \quad (2)$$

式中, ξ 、 η 为无量纲系数; τ 为桩侧摩阻力; τ_u 为桩侧极限摩阻力; P 为桩端摩阻力; P_u 为桩端极限摩

阻力; z_{cs} 、 z_{cb} 为桩侧极限剪切位移、桩端极限位移。

图1为桩侧传递函数式(1)或桩底传递函数式(2)中 ξ 和 η 的关系, 其中曲线自上而下分别是 ξ 或



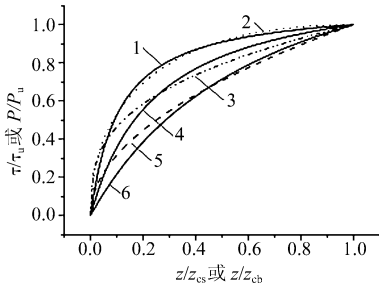
- 1— $\xi = 0.1$ (或 $\eta = 0.1$); 2— $\xi = 0.2$ (或 $\eta = 0.2$);
3— $\xi = 0.3$ (或 $\eta = 0.3$); 4— $\xi = 0.4$ (或 $\eta = 0.4$);
5— $\xi = 0.5$ (或 $\eta = 0.5$); 6— $\xi = 0.6$ (或 $\eta = 0.6$);
7— $\xi = 0.7$ (或 $\eta = 0.7$); 8— $\xi = 0.8$ (或 $\eta = 0.8$);
9— $\xi = 0.9$ (或 $\eta = 0.9$); 10— $\xi = 1.0$ (或 $\eta = 1.0$)

图1 桩侧与桩端传递函数曲线

η 为 0.1、0.2、……、1.0 的桩侧传递函数曲线。当 ξ 值分别取 1.0、0.4 或 η 值分别取 1.0、0.4 时, 所得的桩侧(底)传递函数分别与佐藤悟和徐和所提出的桩身(底)传递函数相同。此外, 图2中的传递函数

第一作者: 裴捷 男 1945年10月出生 教授级高级工程师 博士

收稿日期: 2005-01-27



1- $\xi=0$; 2- Vijayvergiya 桩侧传递函数;
 3- Vijayvergiya 桩端传递函数; 4- $\eta=0.2$
 5- 陈竹昌桩侧(端)传递函数; 6- $\xi=0.4$ 或 $\eta=0.4$
 图2 桩侧与桩端传递函数的比较

曲线表明, ξ 值取 0.4 (或 η 值为 0.4) 时所得的桩侧(底)传递函数与陈竹昌所提出的桩身(底)传递函数相近, 当 ξ 值取 0.1 (或 η 值为 0.2) 时所得的桩身(底)传递函数与 Vijayvergiya 所提出的桩侧(底)传递函数相近。

传递函数中系数 ξ 、 η 的选择取决于如何确定符合工程实际情况的 $\tau-z$ 曲线。比较理想的方法是在桩的静载荷试验时, 在桩身内埋设量测元件, 实测桩身轴力及沉降。Seed 和 Reese^[1] 介绍的十字板剪切试验, Coyle 和 Reese^[2] 建议的三轴试验法, 都由于工作机理的差异或实际受力的复杂性而受到限制, 所以他们提出的荷载传递、剪切强度对桩位移的三条平均曲线(按 0~3.048m、3.048~6.096m 及大于 6.096m 分层)显得过于粗糙, 特别是对于软土地基中的长桩和超长桩。

实践证明, 一些形式比较简单的线弹性模型, 计算较简单, 但不能反映桩土共同作用的实际情况; 陈龙珠(1994)^[7] 的双折线模型会导致桩侧摩阻力将随沉降不断增大; 而指数模型和双曲线模型, 其曲线形式和实际曲线较为接近, 但计算比较复杂, 且某些模型比较片面, 如 M. Kratt 模型只能反映沉降软化的情况^[5]。

2 新模型的特点

本文拟在荷载传递解析法的基础上, 提出一种改进的全面的方法, 对桩侧摩阻力和桩端阻力采用不同的模型和计算公式, 该方法具有以下特点:

1) 模型统一。本模型对桩侧摩阻力采用三段线性来模拟, 但与房卫民^[8] 的三折线模型不同。房卫民的桩侧三折线模型只是本模型中摩阻力系数 λ_3 为零的特例。当 λ_2 、 λ_3 均为零时, 即为佐腾悟的弹塑性模型; 不考虑滑移区段的 λ_3 即为陈龙珠的双折线模型, 其中 λ_1 、 λ_2 、 λ_3 分别为桩周土弹性极限位移 u_{s1} 前和塑性极限位移 u_{s2} 前、后对应的桩侧摩阻

刚度系数。本模型还可以通过桩侧摩阻力系数为正或为负来反映加工软化型土和加工硬化型土, 实现了各种土体情况下模型的统一。

2) 可反映摩阻力的退化。摩擦桩的荷载自上而下传递, 由于摩阻力的作用, 桩的压缩应变自上而下由大变小, 相对位移也由大变小。当桩顶位移较大时, 上部摩阻力随位移增加而退化, 其峰值随荷载增大而逐步下移。

3) 可反映桩土之间产生的滑移。实践证明, 当桩土相对位移达到一定的数值时, 土层的持续变形将使土体的结构破坏, 导致土体的抗剪强度大幅降低, 桩土之间产生滑移。此时再增加桩顶荷载, 荷载就会更多地传递给下面的土层。是否考虑滑移和如何考虑滑移对桩的极限承载力和最终变形具有很重要的影响。

4) 可反映桩侧摩阻力和桩端摩阻力的“异步发挥”现象。不同土性, 其桩侧摩阻力和桩端摩阻力的发挥是不同的。同一种土, 不同的沉桩方式也会使桩侧土的抗剪强度和桩端土的起始刚度差异很大。如钻孔灌注桩, 由于难免桩底存在沉渣, 底部土的起始刚度往往很小, 因而端阻力的发挥较为缓慢。当荷载较小时, 侧阻首先起作用, 荷载从上至下逐步传递, 至一定深度后其下部未起作用, 端阻力为零。当荷载逐渐增大而传递至桩端, 端阻力便开始出现。随着荷载的进一步增大, 桩身继续下沉, 端阻力的作用逐渐增强。对于桩底土质比桩周土强度高的情况, 起始阶段, 侧摩阻力起主要作用; 尔后, 端阻力的作用逐渐增强并后来居上, 其作用可超过侧摩阻力, 变为以端承为主的桩。对于桩底土质较软弱的情况, 荷载过程自始至终, 侧摩阻力均起主要作用。

3 改进的荷载传递模型

3.1 基本思路

土体的强度通过变形体现, 随变形增长而发挥。桩土的相对位移量, 决定着桩侧摩阻力的发挥程度。对均质土中的刚性桩, 当土不一起下沉时, 桩土相对位移量沿桩长为常量; 当桩的刚度减小时, 桩顶截面处位移增大, 相对位移量从上而下也相应由大变小。所以桩随受荷增大, 桩侧位移和侧摩阻力的发挥有以下几步(对超长摩擦桩):

荷载较小时, 桩侧上部摩阻力得到发挥, 下部发挥较小, 至某一深度, 相对位移为零, 该点侧摩阻力未能发挥, 其值为零。随荷载增大, 零点下移, 桩侧仍处于弹性状态。

荷载进一步增大, 桩侧顶部开始进入塑性。随

荷载增大, 桩侧上部塑性区不断增大, 弹塑性交界点下移, 弹性区零点上移, 桩侧处于弹塑性状态。

荷载继续增大, 桩侧顶部开始进入滑移状态, 对软化性土, 摩阻力大幅降低。随荷载增大, 桩侧上部滑移区不断增大, 塑性区向下移动, 滑移区与塑性区交界点下移, 弹塑性交界点也下移, 弹性区零点上移, 桩侧仍处于弹性、塑性和滑移共存状态。

3.2 基本假定

1) 假定桩侧传递函数如图 3 所示, 其表达式为:

$$f_s = \begin{cases} \lambda_{s1} w(z) & w(z) \leq u_{s1} \\ \lambda_{s1} u_{s1} + \lambda_{s2}(w(z) - u_{s1}) & u_{s1} < w(z) \leq u_{s2} \\ \lambda_{s1} u_{s1} + \lambda_{s2}(u_{s2} - u_{s1}) + \lambda_{s3}(w(z) - u_{s2}) & w(z) > u_{s2} \end{cases} \quad (3)$$

其中, $w(z)$ 为桩身位移。

2) 假定桩底荷载传递函数如图 4 所示, 其表达式为:

$$P_b = \begin{cases} \lambda_{b1} w_b & w_b \leq u_b \\ \lambda_{b1} u_b + \lambda_{b2}(w_b - u_b) & w_b > u_b \end{cases} \quad (4)$$

其中, λ_{b1} 、 λ_{b2} 分别表示桩底土弹性极限位移 u_b 前、后的刚度系数。

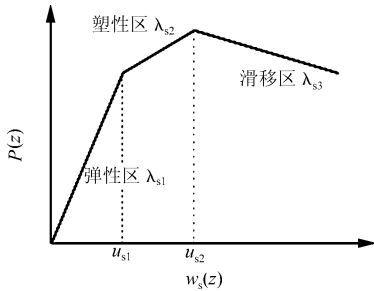


图 3 桩侧荷载传递函数

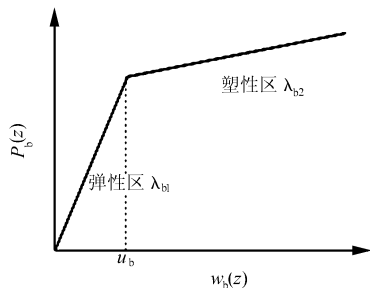


图 4 桩底荷载传递函数

3.3 基本方程

取桩的压缩变形为正, 轴力以受压为正, 原点在桩身地面处, 以桩身为研究对象。

$$w(z) = u_{s1} \frac{\operatorname{ch}[\xi_1(l-z)] + \eta_{11} \operatorname{sh}[\xi_1(l-z)]}{\operatorname{ch}[\xi_1(l-z_{\alpha 2})] + \eta_{11} \operatorname{sh}[\xi_1(l-z_{\alpha 2})]} \quad (7)$$

$$P(z) = \frac{EA \xi_1 u_{s1} \{ \eta_{11} \operatorname{ch}[\xi_1(l-z)] + \operatorname{sh}[\xi_1(l-z)] \}}{\eta_{11} \operatorname{sh}[\xi_1(l-z)] + \operatorname{ch}[\xi_1(l-z_{\alpha 2})]} \quad (8)$$

$$EA \frac{d^2 w(z)}{dz^2} = U f_s \quad (5)$$

$$P(z) = -EA \frac{dw(z)}{dz} \quad (6)$$

令 $\xi_i = \sqrt{\frac{|\lambda_{si}| U}{EA}}$ 、 $\eta_{ij} = \frac{\lambda_{bi}}{EA \xi_j}$, 为表述简单, 令桩周长 U 为单位长度。

上海的摩擦桩工程实践表明, 桩侧底部先进入塑性状态(即 $u_{s1} > u_b$), 那么根据桩侧进入滑移状态的临界位移 u_{s2} 和桩底进入塑性状态的临界位移 u_b 的相对大小, 来判别桩底是处于弹性还是塑性状态, 即在 $u_{s2} < u_b$ 时, 桩底土在桩侧达到滑移状态时还处于弹性状态。

3.4 动态加载过程分析

根据上述的基本思路, 可以分析单桩的整个受荷过程。

各临界值的对应的状态阐述如下:

桩侧开始进入塑性时的桩顶荷载为 $P_{\alpha 1}$, 此时桩侧土处于弹性状态;

桩侧底部进入塑性(弹性区消失)时的桩顶沉降为 w_1 , 可能出现两种情况:

1) 如果 $w_1 > u_{s2}$, 则桩顶先产生滑移, 而后桩侧弹性区消失;

桩侧出现滑移时的桩顶荷载为 $P_{\alpha 2-1}$;

桩侧弹性区消失时, 也即桩侧底部将进入塑性时的桩顶荷载为 $P_{\alpha 3-1}$;

2) 若 $w_1 < u_{s2}$, 则在桩侧弹性区消失后桩顶才产生滑移;

桩侧弹性区消失时的荷载为 $P_{\alpha 2-2}$, 此时桩侧为全塑性;

桩顶产生滑移时的桩顶荷载为 $P_{\alpha 3-2}$;

桩侧完全滑移时的桩顶荷载为 $P_{\alpha 4}$;

桩底进入塑性状态时的桩顶荷载为 $P_{\alpha 5}$ 。

限于篇幅, 本文仅列出超长桩桩顶先产生滑移而后桩侧弹性区才消失的情况下, 当 $P_{\alpha 2-1} < P_1 < P_{\alpha 3-1}$ 时, 即桩底为弹性, 桩侧为滑移、塑性和弹性三种状态共存时的解答, 工况如图 3 所示。那么令滑移区和塑性区的交界点深度为 $z_{\alpha 1}$, 塑性区和弹性区的交界点深度为 $z_{\alpha 2}$, 此时当 $z > z_{\alpha 2}$ 时弹性区的位移和轴力为:

当 $z_{c1} < z < z_{c2}$ 时塑性区的位移和轴力为:

$$w(z) = \frac{-\left[u_2 + \frac{\lambda_{s1} - \lambda_{s2}}{\lambda_{s2}} u_{s1} \right] \text{sh}[\xi_2(z - z_{c2})] + \frac{\lambda_{s1}}{\lambda_{s2}} u_{s1} \text{sh}[\xi_2(z - z_{c1})]}{\text{sh}[\xi_2(z_{c2} - z_{c1})]} - u_{s1} \left[\frac{\lambda_{s1} - \lambda_{s2}}{\lambda_{s2}} \right] \quad (9)$$

$$P(z) = EA\xi_2 \frac{\left[u_{s2} + \frac{\lambda_{s1} - \lambda_{s2}}{\lambda_{s2}} u_{s1} \right] \text{ch}[\xi_2(z - z_{c2})] - \frac{\lambda_{s1}}{\lambda_{s2}} u_{s1} \text{ch}[\xi_2(z - z_{c1})]}{\text{sh}[\xi_2(z_{c2} - z_{c1})]} \quad (10)$$

并依 $\lambda_{s3} > 0, \lambda_{s3} = 0, \lambda_{s3} < 0$ 三种不同情况可求得 $z < z_{c1}$ 时滑移区段的位移和轴力函数:

$$w_s(z) = \begin{cases} -\frac{P_t}{EA\xi_3} \text{sh}(\xi_3 z) + \frac{\left[\frac{P_t}{EA\xi_3} \text{sh}(\xi_3 z_{c1}) + \frac{u_{s1}(\lambda_{s1} - \lambda_{s2})}{\lambda_{s3}} + \frac{u_{s2}\lambda_{s2}}{\lambda_{s3}} \right] \text{ch}(\xi_3 z)}{\text{ch}(\xi_3 z_{c1})} - \frac{u_{s1}(\lambda_{s1} - \lambda_{s2}) + u_{s2}(\lambda_{s2} - \lambda_{s3})}{\lambda_{s3}} & \lambda_{s3} > 0 \\ \frac{1}{2} (\xi_1 u_{s1} + \xi_2 u_{s2} - \xi_2 u_{s1}) (z^2 - z_{c1}^2) - \frac{P_t}{EA} (z - z_{c1}) + u_{s2} & \lambda_{s3} = 0 \\ -\frac{P_t}{EA\xi_3} \sin(\xi_3 z) + \frac{\left[\frac{P_t}{EA\xi_3} \sin(\xi_3 z_{c1}) + \frac{u_{s1}(\lambda_{s1} - \lambda_{s2})}{\lambda_{s3}} + \frac{u_{s2}\lambda_{s2}}{\lambda_{s3}} \right] \cos(\xi_3 z)}{\cos(\xi_3 z_{c1})} - \frac{u_{s1}(\lambda_{s1} - \lambda_{s2}) + u_{s2}(\lambda_{s2} - \lambda_{s3})}{\lambda_{s3}} & \lambda_{s3} < 0 \end{cases} \quad (11)$$

$$P_s(z) = \begin{cases} \frac{P_t \text{ch}[\xi_3(z - z_{c1})] - EA\xi_3 \left[\frac{u_{s1}(\lambda_{s1} - \lambda_{s2})}{\lambda_{s3}} + \frac{u_{s2}\lambda_{s2}}{\lambda_{s3}} \right] \text{sh}(\xi_3 z)}{\text{ch}(\xi_3 z_{c1})} & \lambda_{s3} > 0 \\ P_t - EA(\xi_1 u_{s1} + \xi_2 u_{s2} - \xi_2 u_{s1})z & \lambda_{s3} = 0 \\ \frac{P_t \cos[\xi_3(z - z_{c1})] + EA\xi_3 \left[\frac{u_{s1}(\lambda_{s1} - \lambda_{s2})}{\lambda_{s3}} + \frac{u_{s2}\lambda_{s2}}{\lambda_{s3}} \right] \sin(\xi_3 z)}{\cos(\xi_3 z_{c1})} & \lambda_{s3} < 0 \end{cases} \quad (12)$$

由边界条件可得到一个含 z_{c1} 和 z_{c2} 的超越方程, 从而联合求解塑性区和滑移区分界点、弹性区和塑性区分界点的两个临界深度。

4 计算结果和模型各参数影响的分析

4.1 参数取值

本模型共需要桩侧土的剪切变形系数 3 个: 弹性区段 λ_{s1} 、塑性区段 λ_{s2} 和滑移区段 λ_{s3} ; 极限位移值 2 个: u_{s1} 、 u_{s2} ; 桩端土的抗压刚度系数 2 个: λ_{b1} 、 λ_{b2} ; 极限位移值 1 个: u_b 。

桩的荷载传递首先发生在桩侧摩阻力, 在较小位移时桩侧摩阻力就充分发挥。根据实测资料分析, 在硬粘土中桩侧摩阻力在位移达到 5~6mm 时就充分发挥了 (Witaker & Cooke, 1966; Reese & O'Neil, 1969)^[3]; 在砂土中发挥全部桩侧摩阻力所需的位移为 4~10mm (Vesic, 1967)。Vesic 指出, 在砂土中摩阻力充分发挥时的极限位移值与土的差别、桩径、桩长及施工方法关系不大, Witaker、S. F. Chan 的钻孔桩和钢管桩试验也得到相似的结论^[3]。秦福华通过实测发现, 上海对钻孔灌注桩, 粉细砂发挥

全部摩阻力所需的位移为 25~30mm, 淤泥质粘土为 4~10mm, 粉质粘土为 10~20mm^[9]。

桩尖抵抗力充分发挥时需要较大的桩尖位移, 并且这个位移值与持力层的性质、荷载大小、桩径有关。在粘性土中所需的位移值高达桩尖直径的 25%, 在砂土中则为桩尖直径的 8%~10%, 在硬粘土中约为 10%。

4.2 侧摩阻力与轴力关系

根据力的平衡条件, 桩段 Δz_i 的力平衡方程为:

$$P(z_i) = f_{si} \Delta z_i U + P(z_{i+1}) \quad (13)$$

也即:

$$f_{si} = \frac{P(z_i) - P(z_{i+1})}{\Delta z_i U} = \frac{1}{U} \cdot \frac{\Delta P(z_i)}{\Delta z_i} \quad (14)$$

从式(14)可以看出, 只有得到轴力 $P(z_i)$ 的分布, 任一桩段上下轴力之差即是该桩段的侧摩阻力。至此, 即可由式(13)得到任意深度 z_i 处摩阻力 f_{si} 的计算公式和结果。

4.3 计算结果

图 6 为 λ_{s3} 分别为 -3 000、0、3 000 kN/m³ 时的桩侧、桩底处于不同状态时的临界荷载曲线与数值。

若 $\lambda_{s1} = 30\,000\text{kN/m}^3$ 、 $\lambda_{s2} = 2\,400\text{kN/m}^3$ 、 $\lambda_{s3} = 3\,000\text{kN/m}^3$ 、 $u_{s1} = 0.005\text{m}$ 、 $u_{s2} = 0.015\text{m}$ 、 $\lambda_{b1} = 230\,000\text{kN/m}^3$ 、 $\lambda_{b2} = 18\,000\text{kN/m}^3$ 、 $u_b = 0.05\text{m}$ 、 $E = 3 \times 10^7\text{MPa}$ 、 $L = 30.0\text{m}$ 、 $D = 0.5\text{m}$ ，则可解得： $P_{cr1} = 2\,613.7\text{kN}$ 、 $w_1 = 0.025\text{m}$ 、 $w_1 > u_{s2}$ ，桩顶先产生滑移，而后桩侧弹性区才消失。 $P_{cr21} = 5\,980.5\text{kN}$ 、 $P_{cr31} = 7\,708.20\text{kN}$ 、 $P_{cr4} = 6\,896.5\text{kN}$ 、 $P_{cr5} = 4\,367.9\text{kN}$ ，见图 6。

图 7 为动态加载过程中的摩阻力变化曲线。图

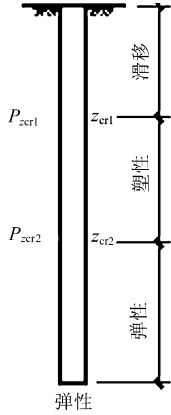
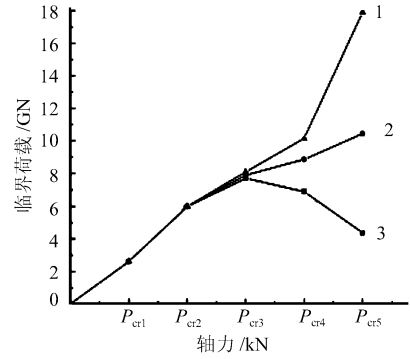


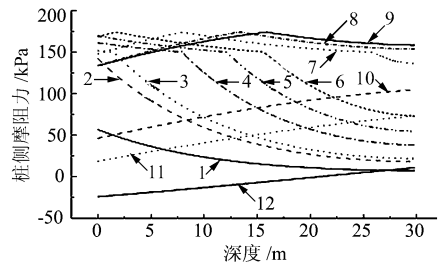
图 5 工况分析图

中 P 和 P_p 分别表示在极限荷载前后的桩顶荷载值。可以看出在桩侧为弹性状态时，随桩顶荷载增加，桩侧摩阻力不断增加，如 $P = 1\,000\text{kN}$ 和 $P = 2\,500\text{kN}$ 的摩阻力曲线，之后当 $P_{cr1} \leq P \leq P_{cr21}$ 时桩侧顶部出现塑性区。当桩侧出现塑性区后，桩侧顶部摩阻力略有增加，荷载向下传递，下部的摩阻力增加较快。如 $P = 3\,000\text{kN}$ 曲线 $z_{cr} = 1.6\text{m}$ 为弹塑性区的分界点； $P = 4\,500\text{kN}$ 曲线 $z_{cr} = 8.0\text{m}$ 为弹塑性区的分界点； $P = 5\,500\text{kN}$ 曲线 $z_{cr} = 12.2\text{m}$ 为弹塑性区的分界点。随荷载继续增加，当 $P_{cr21} \leq P \leq P_{cr31}$ 、桩侧出现滑移后，桩侧顶部的摩阻力大幅降低，摩阻力曲线向下转移，如 $P = 6\,500\text{kN}$ 曲线，滑移区和塑性区的交界处 $z_{cr1} = 1.8\text{m}$ 、 $z_{cr2} = 15.8\text{m}$ 为弹塑性区的分界点； $P = 7\,500\text{kN}$ 曲线，滑移区和塑性区的交界处 $z_{cr1} = 8.0\text{m}$ 、 $z_{cr2} = 25.8\text{m}$ 为弹塑性区的分界点，极限荷载 $P_{cr31} = 7\,708.2\text{kN}$ 。荷载继续增加，当 $P_{cr41} \leq P \leq P_{cr51}$ 、超过极限荷载后，承载能力降低，桩侧进入滑移和塑性共存的状态，如 $P_p = 7\,500\text{kN}$ 时 $z_{cr} = 13.4\text{m}$ ，即 $0 \sim 13.4\text{m}$ 桩侧处于滑移状态， 13.4m 以下桩侧为塑性状态。 $P = 6\,900\text{kN}$ 时的 z_{cr} 继续下移，为 16.0m 。当 $P_{cr} \leq P \leq P_{cr41}$ 后，如 $P_p = 5\,500\text{kN}$ 和 $P_p = 4\,500\text{kN}$ 曲线，桩侧完全滑移，桩底进入塑性，摩阻力上小下大。随承载能力的降低，当 $P \leq P_{cr51}$ 后，桩底也由弹性进入塑性，桩摩阻力值大幅降低，甚至



1- $\lambda_{s1} = 3\,000\text{kN/m}^3 > 0$; 2- $\lambda_{s3} = 0$
3- $\lambda_{s3} = 3\,000\text{kN/m}^3 < 0$

图 6 动态加载过程中的临界荷载



1- $P\,1000F$; 2- $P\,2500F$; 3- $P\,3000F$;
4- $P\,4500F$; 5- $P\,5500F$; 6- $P\,6500F$;
7- $P\,7500F$; 8- $P_p\,7500F$; 9- $P_p\,6900F$;
10- $P_p\,5500F$; 11- $P_p\,4500F$; 12- $P_p\,2000F$

图 7 动态加载过程中的桩侧摩阻力变化曲线

出现负值，如 $P_p = 2\,000\text{kN}$ 曲线，说明桩土之间出现拉力，桩已完全不能承载，桩端与桩侧在承载的不同阶段发挥作用，而且两者在桩顶荷载取极限荷载时的强度发挥程度也是有差异的。从上述分析中可以看出，是否考虑滑移和如何考虑滑移对桩的极限承载力和最终变形具有很重要的影响。

加载过程中的桩顶位移和桩侧摩阻力关系见图 8 该图显示了桩顶部的侧摩阻力经历了弹性、塑性和滑移后的动态过程。桩顶部的侧摩阻力分别在桩顶位移达到 0.005m 和 0.015m 后进入塑性和滑移状态。

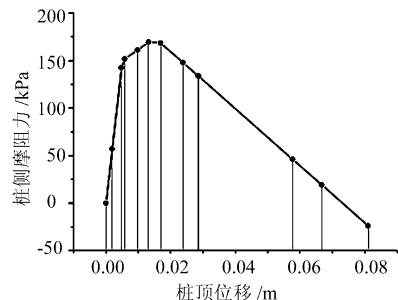


图 8 动态加载过程中的桩顶位移和桩侧摩阻力

5 结论

对该新的荷载传递法模型，本文导出了一套确
(下转第 49 页)

荷载较小时,在本试验中,作用荷载最小的梁 PCB-1 的应变增量为 41.23%,而挠度的相对增量为 16.15%,作用荷载最大的梁 PCB-4 的应变增量为 14.41%,而相对挠度增量仅为 6.1%,这是因为作用荷载越大,受压区压应变越大,在锈蚀过程中混凝土到达双向异号应力状态所需的锈蚀量越小,而挠度与压应变的相对增量相差较大的原因是由于在受压区钢筋锈蚀过程中,除了受压区的压应变增加外,截面中和轴也同时下降,因而使截面的曲率下降不大。

与梁的挠度相同,梁受压区压应变在不同作用荷载对锈蚀过程中梁的影响也主要有三个方面,即:

1)不同作用荷载对压应变发展速度的影响不同;

2)不同作用荷载使混凝土产生纵向裂缝的时间不同,作用荷载越大,产生纵向裂缝的时间越短,这是因为荷载较大时,荷载产生的压应变亦较大,使混凝土较快地达到混凝土双向异号应力状态下的极限应变而产生沿筋纵向开裂;

3)不同作用荷载使梁的混凝土压应变相对增量不同,作用荷载越大,应变的相对增量越小,但与挠度不同的是,应变的绝对增量也是随荷载的增加而减小。

4 结 论

1)从试验梁的挠度及受压区应变的变化过程看,本试验证实了受弯构件受压区钢筋锈蚀后,截面

刚度的下降,其表现为梁的挠度比钢筋锈蚀前的挠度增加,或受压区混凝土压应变随锈蚀量的增加而增加。

2)截面刚度的下降,或者梁挠度的增加主要集中在钢筋开始锈蚀到受压区混凝土发生纵向开裂的时间,而在混凝土发生纵向开裂后,挠度的发展则与锈蚀前的基本一致。

3)截面刚度的下降、挠度的增加及受压区压应变的增加,受梁上作用荷载大小的影响,作用荷载越大,梁的挠度和混凝土受压区压应变在开裂前的相对增量越小。但应变的相对增量比挠度的相对增量

大。

4)在本试验的作用荷载下,未发现因受压区钢筋锈蚀而破坏的现象。但受压区钢筋锈蚀后,会使梁的刚度、挠度等变化,影响到构件或结构的正常使用,因此,作进一步深入的研究是很有必要的。

参考文献

- 1 Mangat P S, Elgarf M S. Flexural Strength of Concrete Beams with Corroding Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(1): 149 ~ 158
- 2 吴胜兴. 钢筋混凝土结构锈蚀损伤研究综述——第十一届全国结构工程学术会议特邀报告. *工程力学*, 2002(增刊): 70~88
- 3 Roberto Capozucca, Nilde Cerri M. Identification of Damage in Reinforced Concrete Beams subjected to Corrosion. *ACI Structural Journal*, 2000(9~10): 902~909
- 4 张喜德, 韦树英, 彭修宁. 钢筋锈蚀对混凝土抗压强度影响的试验研究. *工业建筑*, 2003(3): 5~7

(上接第 54 页)

定桩侧位移、轴力和侧摩阻力的完整的解析公式,得到以下结论:

1)通过侧摩阻力系数的正负反映加工软化型土和加工硬化型土,实现了各种土体情况下模型的统一。

2)可反映摩阻力的退化,可反映桩土之间产生的滑移,是否考虑滑移和如何考虑滑移对桩的极限承载力和最终变形具有很重要的影响。

3)可反映桩侧摩阻力和桩端摩阻力的“异步发挥”现象,桩端与桩侧在承载的不同阶段发挥作用,而且两者在桩顶荷载取极限荷载时的强度发挥程度也是有差异的。

4)得到了动态加载过程中的桩侧摩阻力经历弹性、塑性和滑移变化曲线,对下一步研究单桩及群桩的荷载传递、承载性状及桩土共同作用的沉降变形

分析将具有实用价值。

参考文献

- 1 Seed H B, Reese L C. The Action of Soft Clay along Friction Piles. *ASCE.*, 1955, 81
- 2 Coyle H M, Reese L C. Load Transfer for Axially Loaded Pile in Clay. *ASCE*, SM2, 1966
- 3 Poulos H G, Davis E H. *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: Wiley, 1980
- 4 Geddes J D. Stresses in Foundation Soils due to Vertical Subsurface Load. *Geotechnique*, S16, 1966
- 5 《桩基工程手册》编写委员会. *桩基工程手册*. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- 6 刘金砺. *桩基础设计计算*. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990
- 7 陈龙珠. 桩轴向荷载—沉降曲线的一种新解析算法. *岩土工程学报*, 1994, 16(6)
- 8 房卫民, 等. 由沉降量控制桩竖向极限承载力的分析. *中南公路工程*, 1999, 24(2)

重要更正:因排版错误,本刊 2005 年第 5 期第 28 页将“郭宏磊同志江汉大学副教授,误写成江汉大桥副教授”特此予以更正,并向作者致以歉意。