

DOI: 10.11779/CJGE201810011

双层非均质地基中 $V-T$ 联合受荷桩承载特性分析

邹新军, 杜昊桐, 王亚雄

(湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要: 为探讨近海环境双层非均质地基中预制型单桩基础在桩顶竖向荷载 V 和扭矩 T 联合作用下的承载特性, 假定单层地基土体剪切模量随深度呈幂函数分布, 考虑桩-土接触面上极限摩阻力沿深度的非线性变化, 并计入桩-土接触面上的位移非协调性, 基于剪切位移法和桩身荷载传递函数建立出桩身位移控制方程, 由此导得不同加载顺序 ($V \rightarrow T$ 或 $T \rightarrow V$) 和受力阶段下的桩身内力位移解答, 进而获得桩身承载力包络图。通过与已有成果的对比分析, 验证了模型与解答的合理性。最后, 通过参数分析获得了桩身长径比 (L/D)、加载顺序以及地基土剪切模量幂函数分布系数 (m_1 , m_2 与 n) 等参数对桩身承载变形特性的影响规律: 桩身承载力随 L/D 与 n 的增大而逐渐减小; $V \rightarrow T$ 加载时 m_1 的影响范围主要为 $z/L \leq 0.4$, m_2 影响范围随 T_i/T_{ult} 的增加而增大; $T \rightarrow V$ 加载时 m_1 基本无影响, 而 m_2 的影响范围为 $0.6 \leq z/L \leq 1.0$; 桩顶可承受的竖向力随扭矩增加不断减小而趋于零, 且 $V \rightarrow T$ 加载时的承载力包络线始终处于 $T \rightarrow V$ 承载力包络线外侧。

关键词: 桩基础; $V-T$ 联合荷载; 双层非均质地基; 荷载传递函数; 剪切位移法

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)10-1843-09

作者简介: 邹新军(1975-), 男, 博士, 副教授, 主要从事桩基础及复合地基的理论与应用研究。E-mail: xjzouhd@hnu.edu.cn。

Bearing behavior of a single pile in double-layered nonhomogeneous subsoil under $V-T$ combined loads

ZOU Xin-jun, DU Hao-tong, WANG Ya-xiong

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: To discuss the bearing behavior of a single pile under combined vertical load V and torque T in offshore double-layered nonhomogeneous subsoil, the shear modulus of each soil layer is assumed as an increasing distribution with the depth defined by a power function. Then, considering various loading sequences and the non-coordination deformation along the pile-soil interface, the governing equation for the pile shaft is first established by using the load transfer function and the shear displacement method. Subsequently, the analytical solutions are deduced to calculate the inner forces and deformations of the pile shaft under various bearing stages and loading sequences ($V \rightarrow T$ or $T \rightarrow V$). Based on the results by the obtained solutions, the failure envelopes for the bearing capacity of the pile shaft are plotted correspondingly. Through a comparative analysis of the results with the available achievements, the rationality of the proposed method is verified. Finally, a parameter analysis is carried out to discuss the influence laws by the key factors such as the slenderness ratio of pile shaft (L/D), loading sequences and constant coefficients determining the shear modulus distribution (m_1 , m_2 , n) of subsoil. The results show that the bearing capacity decreases with the increase of L/D and n . The main influence range of m_1 is $z/L \leq 0.4$ and the influence range of m_2 increases with the increase of T_i/T_{ult} under $V \rightarrow T$ loading path. The effect of m_1 can be ignored and the main influence range of m_2 is $0.6 \leq z/L \leq 1.0$ under $T \rightarrow V$ loading path. To increase the value of torsion at the pile top will result in a decreasing vertical bearing capacity with a final zero value. Furthermore, the failure envelope under $V \rightarrow T$ loading path remains outside of that under $T \rightarrow V$ loading.

Key words: pile foundation; combined $V-T$ load; double-layered nonhomogeneous subsoil; load transfer function; shear displacement method

0 引言

随着中国近海能源的不断开发, 海上钻井平台及

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578231, 51378197)

收稿日期: 2017-06-29

风力发电塔等结构不断涌现。为满足承载力和变形要求, 这些结构物多采用桩基础, 且这类桩基除承受竖向力 V 外, 又因偏心水平力 H 等作用而受到不可忽视的扭矩效应 T 。常规设计方法不考虑这类扭矩荷载, 难以准确评价桩身承载力, 使设计偏于不安全, 严重时甚至导致事故。

因此, 探讨合适的方法分析扭矩对桩身承载特性的影响实属必要。但鉴于 3 个及以上多个力联合作用时问题的复杂性, 本文拟先重点探讨扭矩 T 对竖向受荷桩(即 $V-T$ 联合受荷桩) 承载特性的影响规律。

目前国内外对单一受荷桩研究较多, 对 $V-T$ 等联合受荷桩研究则较少。

Coyle 等^[1]和 Guo 等^[2]基于荷载传递法和剪切位移法得到了竖向受荷桩荷载-沉降的解答, 并获得桩身轴力分布。赵明华等^[3-4]对单一竖向受荷超长桩及倾斜受荷桩进行了试验研究与数值分析。对于纯受扭桩, Poulos 等^[5]和 Randolph 等^[5]基于弹性连续介质理论提出了求解单桩扭转刚度的解析方法。Hache 等^[7]和 Chow 等^[8]考虑地基土的分层特性, 分别采用桩身微段平衡法和离散法分析了双层地基中的单桩受扭问题, 然其解答仅适用于弹性受力状态。Guo 等^[9]、孔令刚等^[10]和陈胜立等^[11]分别通过理论和试验方法进一步揭示了受扭桩承载性状。邹新军等^[12]以塑性区开展深度为变量, 推导了成层地基中桩侧土分别处于弹性和塑性状态下桩顶的扭矩-扭转角解析解。Georgiadis 等^[13-14]视 $V-T$ 联合受荷桩为弹性杆, 用相互作用的非线性轴向与扭转弹簧模拟桩侧土, 基于传递矩阵法编制了计算程序, 该法模型简单, 计算却较复杂, 且不能考虑桩-土接触面的位移非协调性。

邹新军等^[15]视桩周土为 Gibson 地基, 于桩顶先作用 V 后施加 T , 并考虑桩-土接触面上位移的非协调性, 导出桩周土处于不同受力状态时的桩身内力位移解, 但不适合考虑土体剪切模量随深度呈非线性变化等更复杂的地质情况。

为此, 本文主要针对近海环境双层非均质地基中预制型单桩基础受竖向力 V 与扭矩 T 同时作用的承载问题, 假定单层地基土体剪切模量随深度呈幂函数分布, 基于剪切位移法和桩身荷载传递函数建立出桩身位移控制方程, 引入相应的力和位移边界条件后, 导得不同加载顺序($V \rightarrow T$ 或 $T \rightarrow V$)和受力阶段下的桩身内力位移解答及桩身承载力包络图, 进而探讨了 $V-T$ 联合作用下桩身承载性能的主要影响参数及其规律, 并针对两类主要不利工况, 给出了供工程借鉴的 $V-T$ 联合受荷桩承载控制措施。

1 双层非均质地基中单一受荷桩分析

鉴于近海环境成层地基中预制型单桩基础在 $V-T$ 联合作用下的复杂受力变形特性, 为简化计算, 建立图 1 所示的简化计算模型, 并做如下假定:

(1) 将桩侧土简化为上、下两层的双层地基, 其剪切模量 G_1 和 G_2 均如式(1) 所示随深度呈幂函数变化, 以反映工程中地基土的分层与非均质特性。

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= A_{g1}(\alpha_1 z + 1)^{m_1} & (z \leq l_1) \\ G_2 &= A_{g2}[\alpha_2(z - l_1) + 1]^{m_2} & (z > l_1) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中, l_1 为上层土厚度 (m), 其余参数如图 1 所示。

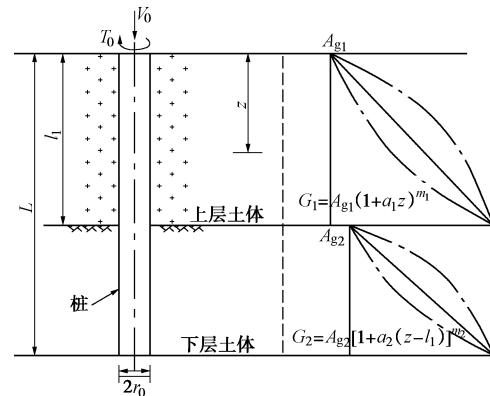


图 1 双层非均质地基中 $V-T$ 联合受荷桩简化分析模型

Fig. 1 Analysis model of a single pile in double-layered nonhomogeneous subsoil under $V-T$ combined loads

(2) 视桩身与桩周地基土体分别为弹性材料和理想弹塑性材料。

(3) 弹性受力阶段桩-土位移协调, 进入塑性阶段后桩-土接触面上位移非协调(局部相对滑移)。

(4) 假定地面以下任一深度 z 处桩侧土体产生的切应力达到极限侧摩阻力(该极限值沿深度呈幂函数变化)后将不再增大, 土体应变继续发展。

同理, 为反映地基土的非均质特性, 假定极限侧摩阻力 τ_f 沿桩身随深度的变化也呈幂函数分布:

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= A_{f1}(\beta_1 z + 1)^{m_{11}} & (z \leq l_1) \\ \tau_f &= A_{f2}[\beta_2(z - l_1) + 1]^{m_{12}} & (z > l_1) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中 系数 β_1 、 β_2 分别对应于式(1) 中的 α_1 与 α_2 , 缺乏实测资料时, 可取 $\beta_1 = \alpha_1$, $\beta_2 = \alpha_2$; A_{f1} , m_{11} 及 A_{f2} , m_{12} 也分别与式(1) 中的 A_{g1} , m_1 及 A_{g2} , m_2 相对应, 为便于参数分析, 引入中间系数 $n = A_{g1}/A_{f1} = A_{g2}/A_{f2}$ 。

1.1 双层非均质地基中纯受扭桩分析

桩顶扭矩作用下可由桩身微元平衡条件等建立桩身扭转控制方程:

$$\frac{d^2\theta(z)}{dz^2} = \frac{\pi D^2}{2G_p J_p} \tau_{tz} \quad , \quad (3)$$

式中, $\theta(z)$ 为桩身扭转角 (rad), z 为深度坐标 (m), τ_{tz} 为扭矩引起的环向切应力 (kPa)。

弹性阶段桩-土变形协调时, 引入 Randolph 给出的 τ_{tz} 与扭转角 θ 的关系式^[6]:

$$\tau_{tz} = 2G\theta(z) = 2A_g(\alpha z + 1)^m \theta(z) \quad \text{。} \quad (4)$$

可导出双层非均质地基中桩身扭转控制方程:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2\theta_1(z)}{dz^2} &= \eta_1(\alpha_1 z + 1)^{m_1} \theta_1(z) \quad (0 \leq z \leq l_1), \\ \frac{d^2\theta_2(z)}{dz^2} &= \eta_2[\alpha_2(z - l_1) + 1]^{m_2} \theta_2(z) \quad (z \geq l_1), \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中, $\eta_1 = \frac{\pi D^2 A_{g1}}{G_p J_p}$, $\eta_2 = \frac{\pi D^2 A_{g2}}{G_p J_p}$ 。

求解式 (5) 可得

$$\left. \begin{aligned} \theta_1(z) &= \sqrt{\alpha_1 z + 1} [E_1 I_{o_1}(y_1) + F_1 K_{o_1}(y_1)] \quad (0 \leq z \leq l_1), \\ \theta_2(z) &= \sqrt{\alpha_2(z - l_1) + 1} [E_2 I_{o_2}(y_2) + F_2 K_{o_2}(y_2)] \quad (z \geq l_1), \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中, $o_1 = \frac{1}{m_1 + 2}$, $o_2 = \frac{1}{m_2 + 2}$, $y_1 = \frac{2}{m_1 + 2} \frac{\sqrt{\eta_1}}{\alpha_1} (\alpha_1 z + 1)^{\frac{m_1+2}{2}}$, $y_2 = \frac{2}{m_2 + 2} \frac{\sqrt{\eta_2}}{\alpha_2} [\alpha_2(z - l_1) + 1]^{\frac{m_2+2}{2}}$, E_1 , E_2 , F_1 , F_2 为待定系数, $I_{o_i}(\bullet)$ 和 $K_{o_i}(\bullet)$ 分别为第一和第二类变型 Bessel 函数。

引入桩身任意截面处扭转角与扭矩的关系为

$$\frac{d\theta(z)}{dz} = -\frac{T(z)}{G_p J_p}, \quad (7)$$

式中, $T(z)$ 为深度为 z 处桩身扭矩 (kN·m)。

将式 (6) 代入式 (7) 可得桩身扭矩表达式:

$$\left. \begin{aligned} T_1(z) &= -G_p J_p \sqrt{\eta_1} (\alpha_1 z + 1)^{\frac{m_1+1}{2}} \cdot \\ &\quad [E_1 I_{o_1-1}(y_1) - F_1 K_{o_1-1}(y_1)] \quad (0 \leq z \leq l_1), \\ T_2(z) &= -G_p J_p \sqrt{\eta_2} [\alpha_2(z - l_1) + 1]^{\frac{m_2+1}{2}} \cdot \\ &\quad [E_2 I_{o_2-1}(y_2) - F_2 K_{o_2-1}(y_2)] \quad (z \geq l_1). \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

引入桩端 (底) 边界条件和桩侧土层分界处桩身连续性条件:

$$\left. \begin{aligned} \theta(z) \Big|_{z=L} &= \theta_b, \\ T(z) \Big|_{z=L} &= T_b, \\ T_1(z) \Big|_{z=l_1} &= T_2(l_1), \\ \theta_1(z) \Big|_{z=l_1} &= \theta_2(l_1), \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中, θ_b , T_b 分别为桩底截面的扭转角与扭矩。

引入桩底扭矩 T_b 与扭转角 θ_b 的关系^[6]:

$$\theta_b = \frac{3}{16} \frac{T_b}{G_L r_0^3}, \quad (10)$$

式中, G_L 为桩底处土的剪切模量 (kPa)。

联立式 (6) ~ (10), 求出待定系数 E_1 , E_2 , F_1 和 F_2 后再分别代入式 (7)、(9) 可得

$$\left. \begin{aligned} \theta_1(z) &= \sqrt{\frac{\alpha_1 z + 1}{\alpha_1 l_1 + 1}} \left[\frac{F_{11}(z) + \psi_1 F_{12}(z)}{F_1(l_1)} \right], \\ \theta_2(z) &= \sqrt{\frac{\alpha_2(z - l_1) + 1}{\alpha_2(L - l_1) + 1}} \theta_b \left[\frac{F_{21}(z) + \psi_2 F_{22}(z)}{F_2(L)} \right], \\ T_1(z) &= G_p J_p \sqrt{\frac{\eta_1}{\alpha_1 l_1 + 1}} (\alpha_1 z + 1)^{\frac{m_1+1}{2}} \left[\frac{F_{13}(z) + \psi_1 F_{14}(z)}{F_1(l_1)} \right], \\ T_2(z) &= G_p J_p \sqrt{\frac{\eta_2}{\alpha_2(L - l_1) + 1}} \theta_b [\alpha_2(z - l_1) + 1]^{\frac{m_2+1}{2}} \cdot \\ &\quad \left[\frac{F_{23}(z) + \psi_2 F_{24}(z)}{F_2(L)} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中 $F_i(z) = [h_i I_{o_i}(y_i) + g_i K_{o_i}(y_i)]$; $F_{11}(z) = \theta_2(l_1) [h_1 I_{o_1}(y_1) + g_1 K_{o_1}(y_1)]$; $F_{12}(z) = T_2(l_1) [-f_1 I_{o_1}(y_1) + e_1 K_{o_1}(y_1)]$; $F_{13}(z) = \theta_2(l_1) [-h_1 I_{o_1-1}(y_1) + g_1 K_{o_1-1}(y_1)]$; $F_{14}(z) = T_2(l_1) \cdot [-h_1 I_{o_1-1}(y_1) + g_1 K_{o_1-1}(y_1)]$; $F_{21}(z) = h_2 I_{o_2}(y_2) + g_2 K_{o_2}(y_2)$; $F_{23}(z) = -h_2 I_{o_2-1}(y_2) + g_2 K_{o_2-1}(y_2)$; $F_{24}(z) = f_2 I_{o_2-1}(y_2) + e_2 K_{o_2-1}(y_2)$; $e_1 = I_{o_1}(y_{1b})$; $f_1 = K_{o_1}(y_{1b})$; $g_1 = I_{o_1-1}(y_{1b})$; $h_1 = K_{o_1-1}(y_{1b})$; $e_2 = I_{o_2}(y_{2b})$; $f_2 = K_{o_2}(y_{2b})$; $g_2 = I_{o_2-1}(y_{2b})$; $h_2 = K_{o_2-1}(y_{2b})$; $y_{1b} = \frac{2}{m_1 + 2} \frac{\sqrt{\eta_1}}{\alpha_1} (\alpha_1 l_1 + 1)^{\frac{m_1+2}{2}}$; $y_{2b} = \frac{2}{m_2 + 2} \frac{\sqrt{\eta_2}}{\alpha_2} [\alpha_2(L - l_1) + 1]^{\frac{m_2+2}{2}}$; $\psi_1 = \frac{1}{G_p J_p \sqrt{\eta_1 (\alpha_1 l_1 + 1)^{m_1}}}$; $\psi_2 = \frac{16}{3} \frac{A_{g2} r_0^3}{G_p J_p \sqrt{\eta_2}} [\alpha_2(L - l_1) + 1]^{\frac{m_2}{2}}$ 。

随桩顶扭矩增加, 从地面开始出现桩-土相对滑移。假定桩顶扭矩增加至 T_t 时滑移已开展至某一深度, 设对应临界滑移点距桩顶 L_{tl} 。为求解此时桩顶位移 θ_t 、 L_{tl} 截面处桩身扭矩 T_e 及位移 θ_e , 以桩顶至 L_{tl} 处桩段为研究对象, 由力平衡与竖向位移连续条件可得:

$$T_e + \int_0^{L_{tl}} \frac{\pi}{2} D^2 \tau_f dz = T_e + \left\{ \begin{aligned} &\frac{\pi A_{fl} D^2}{2\beta_1(m_{tl} + 1)} (\beta_1 L_{tl} + 1)^{m_{tl}+1} - \frac{\pi A_{fl} D^2}{2\beta_1(m_{tl} + 1)} \quad (L_{tl} \leq l_1), \\ &T_e + \frac{\pi D^2 A_{fl}}{2(m_{tl} + 1)\beta_1} [(1 + \beta_1 l_1)^{m_{tl}+1} - 1] + \\ &\quad \frac{\pi D^2 A_{fl}}{2(m_{tl} + 1)\beta_2} [(\beta_2(L_{tl} - l_1) + 1)^{m_{tl}+1} - 1] \quad (L_{tl} > l_1); \end{aligned} \right. \quad (12)$$

$$\theta_e = \begin{cases} \theta_e + \frac{L_{tl}T_t}{G_p J_p} - \frac{\pi A_{fl} D^2}{2G_p J_p \beta_1 (m_{tl} + 1)} \left[\frac{(\beta_1 L_{tl} + 1)^{m_{tl}+2} - 1}{\beta_1 (m_{tl} + 2)} - L_{tl} \right] \\ \quad (L_{tl} \leq l_1), \\ \theta_e + \frac{T_t l_1 - \frac{\pi D^2 A_{fl}}{2(m_{tl} + 1) \beta_1} \left[\frac{(1 + \beta_1 l_1)^{m_{tl}+2} - 1}{(m_{tl} + 2) \beta_1} - l_1 \right]}{G_p J_p} + \\ \frac{\left\{ T_t - \frac{\pi D^2 A_{fl}}{2(m_{tl} + 1) \beta_1} \left[(1 + \beta_1 l_1)^{m_{tl}+1} - 1 \right] \right\} (L_{tl} - l_1)}{G_p J_p} - \\ \frac{\pi D^2 A_{fl}}{2(m_{tl} + 1) \beta_2} \left\{ \frac{[1 + \beta_2 (L_{tl} - l_1)]^{m_{tl}+2} - 1}{(m_{tl} + 2) \beta_2} - (L_{tl} - l_1) \right\}}{G_p J_p} \\ \quad (L_{tl} > l_1). \end{cases} \quad (13)$$

其中, L_{tl} 处桩身的扭矩 T_e 及扭转角 θ_e 计算如下:

根据式 (4) 可得

$$\theta_e = \begin{cases} \frac{A_{fl} (\beta_1 L_{tl} + 1)^{m_{tl}}}{2 A_{gl} (\alpha_1 L_{tl} + 1)^{m_1}} & (L_{tl} \leq l_1), \\ \frac{A_{fl} [\beta_2 (L_{tl} - l_1) + 1]^{m_{tl}}}{2 A_{gl} [\alpha_2 (L_{tl} - l_1) + 1]^{m_2}} & (L_{tl} > l_1); \end{cases} \quad (14)$$

联立式 (11)、(14) 可求得 L_{tl} 处的桩身扭矩为

$$T_e = \begin{cases} G_p J_p \sqrt{\eta_1 (\alpha_1 L_{tl} + 1)^{m_1}} \theta_e & \\ \frac{F_{13}(L_{tl}) + \psi_1 F_{14}(L_{tl})}{F_{11}(L_{tl}) + \psi_1 F_{12}(L_{tl})} & (L_{tl} \leq l_1), \\ G_p J_p \sqrt{\eta_2 [\alpha_2 (L_{tl} - l_1) + 1]^{m_2}} \theta_e & \\ \frac{F_{23}(L_{tl}) + \psi_2 F_{24}(L_{tl})}{F_{21}(L_{tl}) + \psi_2 F_{22}(L_{tl})} & (L_{tl} > l_1). \end{cases} \quad (15)$$

求得上述 θ_t 、 θ_e 及 T_e 后, 即可得出桩身任意截面处的扭转角和扭矩。

1.2 双层地基中单一竖向受荷桩分析

桩顶仅作用竖向力 V 时, 同样可由桩身微元平衡条件等建立桩身沉降控制方程为

$$\frac{\partial^2 u(z)}{\partial z^2} = \frac{\pi D \tau_{vz}}{E_p A_p} \quad . \quad (16)$$

式中 D 和 A_p 为分别为桩身截面直径 (m) 和截面积 (m^2); E_p 为桩身材料弹性模量 (kPa); τ_{vz} 为桩侧竖向剪切应力 (kPa); $u(z)$ 为深度 z 处截面位移 (m)。

对单一竖向受荷桩, 可由同心圆模型导得桩-土接触面上竖向剪切应力 τ_{vz} 与位移间的关系式^[16]:

$$\tau_{vz} = \frac{2 G w(z)}{D \zeta} \quad . \quad (17)$$

式中 $w(z)$ 为桩-土接触面上土体竖向位移 (m), 其中当处于弹性阶段桩-土变形协调时 $u(z) = w(z)$; ζ 为荷载

传递因子, $\zeta = \ln(r_m / r_0)$, 其中 r_0 为桩身半径 (m), r_m 为影响半径 (m), $r_m = 2.5L(1 - \nu_s) \rho_g$, ρ_g 为 $L/2$ 深度与桩底处土的剪切模量之比, $\rho_g = G_{ave}/G_L$ ^[17], ν_s 为土的泊松比。

$$G_{ave} = \frac{1}{L} \left[\int_0^L A_{gl} (\alpha_1 z + 1)^{m_1} dz + \int_{l_1}^L A_{gl} [\alpha_2 (z - l_1) + 1]^{m_2} dz \right]. \quad (18)$$

在弹性阶段桩-土位移协调下导得双层地基中桩身微分控制方程为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 u_1(z)}{\partial z^2} &= k_1 u_1(z) [\alpha_1 z + 1]^{m_1} & (0 \leq z \leq l_1), \\ \frac{\partial^2 u_2(z)}{\partial z^2} &= k_2 u_2(z) [\alpha_2 (z - l_1) + 1]^{m_2} & (z \geq l_1). \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式中, $k_1 = \frac{2\pi A_{gl}}{E_p A_p \zeta}$, $k_2 = \frac{2\pi A_{gl}}{E_p A_p \zeta}$ 。

通过参数变换得到桩身竖向位移:

$$\left. \begin{aligned} u_1(z) &= \sqrt{\alpha_1 z + 1} [A_1 I_{o_1}(x_1) + B_1 K_{o_1}(x_1)], \\ u_2(z) &= \sqrt{\alpha_2 (z - l_1) + 1} [A_2 I_{o_2}(x_2) + B_2 K_{o_2}(x_2)], \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

式中, $o_1 = \frac{1}{m_1 + 2}$, $o_2 = \frac{1}{m_2 + 2}$, $x_1 = \frac{2}{m_1 + 2} \frac{\sqrt{k_1}}{\alpha_1}$, $(\alpha_1 z + 1)^{\frac{m_1+2}{2}}$, $x_2 = \frac{2}{m_2 + 2} \frac{\sqrt{k_2}}{\alpha_2} [\alpha_2 (z - l_1) + 1]^{\frac{m_2+2}{2}}$, A_1 , A_2 , B_1 , B_2 为待定系数, $I_{o_1}(\bullet)$ 和 $K_{o_1}(\bullet)$ 分别为第一和第二类变型 Bessel 函数。

根据桩身截面上的位移与轴力关系

$$V(z) = -E_p A_p \frac{\partial u}{\partial z} \quad , \quad (21)$$

可得桩身轴力为

$$\left. \begin{aligned} V_1(z) &= -E_p A_p \sqrt{k_1} (\alpha_1 z + 1)^{\frac{m_1+1}{2}} \cdot \\ &\quad [A_1 I_{o_1-1}(x_1) - B_1 K_{o_1-1}(x_1)] & (0 \leq z \leq l_1), \\ V_2(z) &= -E_p A_p \sqrt{k_2} [\alpha_2 (z - l_1) + 1]^{\frac{m_2+1}{2}} \cdot \\ &\quad [A_2 I_{o_2-1}(x_2) - B_2 K_{o_2-1}(x_2)] & (z \geq l_1). \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

同理, 引入桩端边界条件和土层分界处桩身连续性条件:

$$\left. \begin{aligned} u(z) \Big|_{z=L} &= u_b, \\ u_1(z) \Big|_{z=l_1} &= u_2(l_1), \\ V(z) \Big|_{z=L} &= V_b, \\ V_1(z) \Big|_{z=l_1} &= V_2(l_1), \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

式中, V_b 和 u_b 分别为桩底截面上的轴力和位移。

引入桩底截面上轴力 V_b 与位移 u_b 的关系式^[18]:

$$u_b = \frac{1 - V_2}{2D A_{g2} [\alpha_2 (L - l_1) + 1]^{m_2}} V_b \quad \circ \quad (24)$$

联立式 (20)、(22)、(23), 求得 4 个待定系数 A_1 , A_2 , B_1 和 B_2 后带入式 (20)、(22) 可得

$$\left. \begin{aligned} u_1(z) &= \sqrt{\frac{\alpha_1 z + 1}{\alpha_1 l_1 + 1}} \left[\frac{C_{11}(z) + \chi_1 C_{12}(z)}{C_1(l_1)} \right], \\ u_2(z) &= \sqrt{\frac{\alpha_2 (z - l_1) + 1}{\alpha_2 (L - l_1) + 1}} u_b \left[\frac{C_{21}(z) + \chi_2 C_{22}(z)}{C_{21}(L)} \right], \\ V_1(z) &= E_p A_p \sqrt{\frac{k_1}{\alpha_1 l_1 + 1}} (\alpha_1 z + 1)^{\frac{m_1+1}{2}} \left[\frac{C_{13}(z) + \chi_1 C_{14}(z)}{C_1(l_1)} \right], \\ V_2(z) &= E_p A_p \sqrt{\frac{k_2}{\alpha_2 (L - l_1) + 1}} u_b [\alpha_2 (z - l_1) + 1]^{\frac{m_2+1}{2}} \cdot \\ &\quad \left[\frac{C_{23}(z) + \chi_2 C_{24}(z)}{C_{21}(L)} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

式中 $C_1(z) = [d_1 I_{o_1}(x_1) + c_1 K_{o_1}(x_1)]$; $C_{11}(z) = u_2(l_1) \cdot [d_1 I_{o_1}(x_1) + c_1 K_{o_1}(x_1)]$; $C_{12}(z) = V_2(l_1) [-b_1 I_{o_1}(x_1) + a_1 K_{o_1}(x_1)]$; $C_{13}(z) = u_2(l_1) [-d_1 I_{o_1-1}(x_1) + c_1 K_{o_1-1}(x_1)]$; $C_{14}(z) = V_2(l_1) [b_1 I_{o_1-1}(x_1) + a_1 K_{o_1-1}(x_1)]$; $C_{21}(z) = d_2 I_{o_2}(x_2) + c_2 K_{o_2}(x_2)$; $C_{22}(z) = -b_2 I_{o_2}(x_2) + a_2 K_{o_2}(x_2)$; $C_{23}(z) = -d_2 I_{o_2-1}(x_2) + c_2 K_{o_2-1}(x_2)$; $C_{24}(z) = b_2 I_{o_2-1}(x_2) + a_2 K_{o_2-1}(x_2)$; $a_1 = I_{o_1}(x_{1b})$; $b_1 = K_{o_1}(x_{1b})$; $c_1 = I_{o_1-1}(x_{1b})$; $d_1 = K_{o_1-1}(x_{1b})$; $a_2 = I_{o_2}(x_{2b})$; $b_2 = K_{o_2}(x_{2b})$; $c_2 = I_{o_2-1}(x_{2b})$; $d_2 = K_{o_2-1}(x_{2b})$; $x_{1b} = \frac{2}{m_1 + 2} \frac{\sqrt{k_1}}{\alpha_1} (\alpha_1 l_1 + 1)^{\frac{m_1+2}{2}}$; $x_{2b} = \frac{2}{m_2 + 2} \frac{\sqrt{k_2}}{\alpha_2} [\alpha_2 (L - l_1) + 1]^{\frac{m_2+2}{2}}$; $\chi_1 = \frac{1}{E_p A_p \sqrt{k_1 (\alpha_1 l_1 + 1)^{m_1}}}$; $\chi_2 = \frac{2D}{1 - V_2} \sqrt{\frac{A_{g2} \xi [\alpha_2 (L - l_1) + 1]^{m_2}}{2\pi E_p A_p}}$ 。

随桩顶竖向力 V 增加, 从地面处开始逐渐出现桩-土相对滑移。假定当 V 增加至 V_t 时桩-土相对滑移已开展至某一深度, 设对应临界滑移点距桩顶为 L_{v1} 。为求解此时的桩顶位移 u_t 、 L_{v1} 截面处桩身的轴力 V_e 及位移 u_e , 取桩顶至 L_{v1} 处的桩段为研究对象, 由力平衡与竖向位移连续条件可得:

$$\left. \begin{aligned} V_t + \int_0^{L_{v1}} 2\pi r_0 \tau_f dz &= V_e + \\ &\quad \frac{2\pi A_{fl} r_0}{\beta_1 (m_{tl} + 1)} (\beta_1 L_{v1} + 1)^{m_{tl}+1} - \frac{2\pi A_{fl} r_0}{\beta_1 (m_{tl} + 1)} \quad (L_{v1} \leq l_1), \\ V_e + \frac{2\pi r_0 A_{fl}}{(m_{tl} + 1) \beta_1} \left[(1 + \beta_1 l_1)^{m_{tl}+1} - 1 \right] + \\ &\quad \frac{2\pi r_0 A_{fl}}{(m_{tl} + 1) \beta_2} \left\{ [\beta_2 (L_{v1} - l_1) + 1]^{m_{tl}+1} - 1 \right\} \quad (L_{v1} > l_1); \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

$$u_t = \begin{cases} u_e + \frac{L_{v1} V_t}{E_p A_p} - \frac{2\pi A_{fl} r_0}{E_p A_p \beta_1 (m_{tl} + 1)} \left[\frac{(\beta_1 L_{v1} + 1)^{m_{tl}+2} - 1}{\beta_1 (m_{tl} + 2)} - L_{v1} \right] \\ \quad (L_{v1} \leq l_1), \\ u_e + \frac{V_t l_1 - \frac{2\pi r_0 A_{fl}}{(m_{tl} + 1) \beta_1} \left[\frac{(1 + \beta_1 l_1)^{m_{tl}+2} - 1}{(m_{tl} + 2) \beta_1} - l_1 \right]}{E_p A_p} + \\ \quad \left\{ V_t - \frac{2\pi r_0 A_{fl}}{(m_{tl} + 1) \beta_1} \left[(1 + \beta_1 l_1)^{m_{tl}+1} - 1 \right] \right\} (L_{v1} - l_1) - \\ \quad \frac{2\pi r_0 A_{fl}}{(m_{tl} + 1) \beta_2} \left\{ \frac{[1 + \beta_2 (L_{v1} - l_1)]^{m_{tl}+2} - 1}{(m_{tl} + 2) \beta_2} - (L_{v1} - l_1) \right\} \\ \quad E_p A_p \quad (L_{v1} > l_1). \end{cases} \quad (27)$$

式中, L_{v1} 处桩身的轴力 V_e 及位移 u_e 计算如下:

由式 (17) 可得 L_{v1} 处桩身的位移 u_e 为

$$u_e = \begin{cases} r_0 \zeta \frac{A_{fl} (\beta_1 L_{v1} + 1)^{m_{tl}}}{A_{gl} (\alpha_1 L_{v1} + 1)^{m_1}} \quad (L_{v1} \leq l_1), \\ r_0 \zeta \frac{A_{fl} [\beta_2 (L_{v1} - l_1) + 1]^{m_{tl}}}{A_{gl} [\alpha_2 (L_{v1} - l_1) + 1]^{m_2}} \quad (L_{v1} > l_1); \end{cases} \quad (28)$$

联立式 (25)、(28) 可求得 L_{v1} 处的桩身轴力 V_e 为

$$V_e = \begin{cases} E_p A_p u_e \sqrt{k_1 (\alpha_1 z + 1)^{m_1}} \cdot \\ \quad \left[\frac{C_{13}(z) + \chi_1 C_{14}(z)}{C_{11}(z) + \chi_1 C_{12}(z)} \right] \quad (L_{v1} \leq l_1), \\ E_p A_p u_e \sqrt{k_2 [\alpha_2 (z - l_1) + 1]^{m_2}} \cdot \\ \quad \left[\frac{C_{23}(z) + \chi_2 C_{24}(z)}{C_{21}(z) + \chi_2 C_{22}(z)} \right] \quad (L_{v1} > l_1). \end{cases} \quad (29)$$

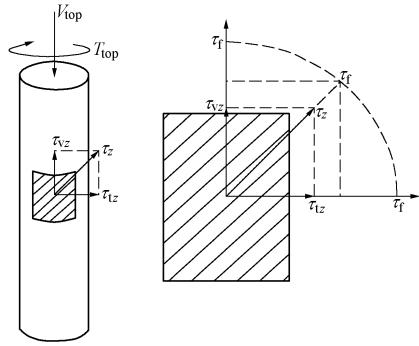
求得上述 u_t , u_e 及 V_e 后, 即可得出桩身任意截面上的位移和轴力。

2 双层非均质地基中 $V-T$ 受荷桩分析

为获得双层非均质地基中 $V-T$ 联合作用下桩顶荷载-位移曲线, 进而确定桩身承载力包络线, 分析步骤为: ①先施加第一种荷载分量(T 或 V); ②保持步骤①中所施加荷载的大小和方向不变, 以此作为初始条件, 再施加第二种荷载, 直至基桩出现破坏。

基于上述方法, 分析双层非均质地基中单桩受 $V-T$ 联合作用时可分为 $V \rightarrow T$ 和 $T \rightarrow V$ 两种加载顺序进行搜索。如图 2 所示, $V-T$ 联合作用下, 任意深度 z 处桩周土体对桩身的剪切力 τ_z 可分解为竖向剪切应力 τ_{vz} 与环向切应力 τ_{tz} , 且假定两者须满足:

$$\tau_z = \sqrt{\tau_{vz}^2 + \tau_{tz}^2} \leq \tau_f \quad \circ \quad (30)$$

图 2 V - T 联合作用下桩周土体的剪切作用Fig. 2 Shear effect in subsoil under combined V - T loads

2.1 $V \rightarrow T$ 加载顺序

(1) 桩顶竖向力 V 较小时, 桩-土体系处于弹性状态, 以此为初始条件, 接着施加扭矩 T , 并又分如下两种情况:

CASE1: T 较小时, 桩-土体系仍处于弹性状态, 此时桩身内力位移均可按单一受荷桩对应的弹性解答即式(11)、(25)计算。

CASE2: T 较大时, 桩侧土中开始出现塑性区, 但若开展深度不大即开展深度 $L_{v3} \leq L$, 且 z 可通过 $\tau_{tz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{vz}^2}$ 搜索确定, 同时桩侧摩阻力可表示为

$$\left. \begin{aligned} \tau_{vz} &= \tau_{vz}, \tau_{tz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{vz}^2} & (0 \leq z \leq L_{v3}), \\ \tau_{vz} &= \tau_{vz}, \tau_{tz} = \tau_{tz} & (L_{v3} \leq z \leq L). \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

而桩顶的扭矩和对应的扭转角为

$$T_t = T_e + \int_0^{L_{v3}} 2\pi r_0^2 \tau_{tz} dz. \quad (32)$$

(2) 桩顶竖向力 V 较大而扭矩 T 尚未施加时, 桩侧土中即已出现塑性区, 设其深度为 L_{v1} 。以此为初始条件, 再施加扭矩 T , 则塑性区继续朝深部开展, 此时深度记为 L_{v2} , 且 L_{v2} 可通过 $\tau_{tz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{vz}^2}$ 确定, 同时桩侧摩阻力可表示为

$$\left. \begin{aligned} \tau_{vz} &= \tau_f, \tau_{tz} = 0 & (0 \leq z \leq L_{v1}), \\ \tau_{vz} &= \tau_{vz}, \tau_{tz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{vz}^2} & (L_{v1} \leq z \leq L_{v2}), \\ \tau_{vz} &= \tau_{vz}, \tau_{tz} = \tau_{tz} & (L_{v2} \leq z \leq L). \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

而桩顶的扭矩为

$$T_t = T_e + \int_{L_{v1}}^{L_{v2}} 2\pi r_0^2 \tau_{tz} dz. \quad (34)$$

2.2 $T \rightarrow V$ 加载顺序

$T \rightarrow V$ 加载与 $V \rightarrow T$ 加载的区别主要在于荷载施加的顺序不同, 分析步骤类似, 具体如下:

(1) 桩顶扭矩 T 较小时, 桩-土体系处于弹性状态, 以此为初始条件, 接着施加竖向力 V , 并又分如下两种情况:

CASE1: V 较小时, 桩-土体系仍处于弹性状态, 此时桩身内力位移同理可按单一荷载对应的弹性解答即式(11)、(25)计算。

CASE2: V 较大时, 桩侧土中开始出现塑性区, 设其开展深度 $L_{t3} \leq L$, 且 L_{t3} 可通过 $\tau_{vz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{tz}^2}$ 搜索确定, 同时桩侧摩阻力可表示为

$$\left. \begin{aligned} \tau_{tz} &= \tau_{tz}, \tau_{vz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{tz}^2} & (0 \leq z \leq L_{t3}), \\ \tau_{tz} &= \tau_{tz}, \tau_{vz} = \tau_{vz} & (L_{t3} \leq z \leq L). \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

而对应的桩顶荷载 V_t 为

$$V_t = V_e + \int_0^{L_{t3}} 2\pi r_0 \tau_{vz} dz. \quad (36)$$

(2) 桩顶扭矩 T 较大、竖向力 V 尚未施加时, 桩侧土中即已出现塑性区, 设其深度为 L_{t1} 。以此为初始条件, 再施加竖向力 V , 则塑性区继续开展, 此时深度为 L_{t2} , 且 L_{t2} 可通过 $\tau_{vz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{tz}^2}$ 搜索确定, 切侧摩阻力可表示为

$$\left. \begin{aligned} \tau_{tz} &= \tau_f, \tau_{vz} = 0 & (0 \leq z \leq L_{t1}), \\ \tau_{tz} &= \tau_{tz}, \tau_{vz} = \sqrt{\tau_f^2 - \tau_{tz}^2} & (L_{t1} \leq z \leq L_{t2}), \\ \tau_{tz} &= \tau_{tz}, \tau_{vz} = \tau_{vz} & (L_{t2} \leq z \leq L). \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

而对应的桩顶荷载 V_t 为

$$V_t = V_e + \int_{L_{t1}}^{L_{t2}} 2\pi r_0 \tau_{vz} dz. \quad (38)$$

3 方法验证与参数分析

3.1 方法验证

(1) 双层地基中受扭单桩对比分析

为验证本文双层地基中单桩受扭分析解答, 采用文献[6]中的算例进行验证。参数取值为: $r_0=0.5$ m, $L=25$ m, 桩体弹性模量 $G_p=8$ GPa; 第二层土剪切模量 $G_2=8$ MPa。第一层土的剪切模量 G_1 及厚度 h 则通过图3所示的不同比值进行变化。

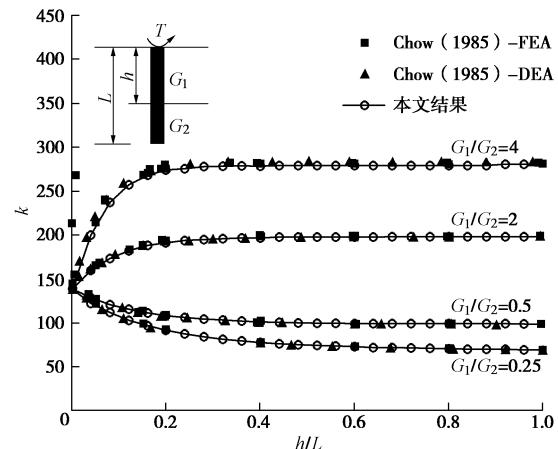


图 3 双层地基中受扭单桩对比分析

Fig. 3 Comparative analysis of a single pile in double-layered subsoil under pure torque T

如图3所示, 两种方法获得的桩身扭矩随 h/L 的无量纲变化曲线吻合, 表明了本文结果与文献[6]一致性较好。图中结果还表明: 在双层地基中, 上、下两层

土体的剪切模量比及厚度比均对桩身抗扭性能影响较大, 当 G_1/G_2 值由 0.25 增至 4.0 时, 桩身抗扭能力可提高约 4 倍。因此, 工程中可对桩侧上部土体加以保护或处理来提高桩身的抗扭性能, 且由图中变化规律可看出该有效处理厚度约为 $0.2L$ 。

(2) 双层地基中竖向受荷单桩对比分析

采用文献[19]算例验证本文双层地基中竖向受荷桩解答。参数取值为: $r_0=1.0$ m, 长细比 $L/r_0=50$, 桩身弹性模量 $E_p=30$ GPa, G_1/G_2 分别取 5.0, 2.0, 1.0, 0.5, 0.2, $m_1=m_2=0$, $E_p/[0.6A_{g2}/(1+1.25\nu_2)]=1000$, 土的泊松比 $\nu=0.5$, $\alpha_1=\alpha_2=1$ m⁻¹。

图 4 给出了不同方法获得的上层地基土厚度对桩顶刚度的影响曲线, 表明: 当上、下土层的剪切模量比 $G_1/G_2 \leq 2$ 时, 本文结果与文献[19]方法的计算结果较为一致; 但当 G_1/G_2 增大且大于 5.0 后, 随着上层地基土厚度的增加, 两种方法计算结果存在一定偏差, 其主要原因可能在于本文采用的荷载传递函数(模型)与文献[19]基于能量法的荷载传递机理并不完全相同。此外, 图 4 还表明: 上层土体剪切模量的提高有利于提高桩身竖向承载能力。

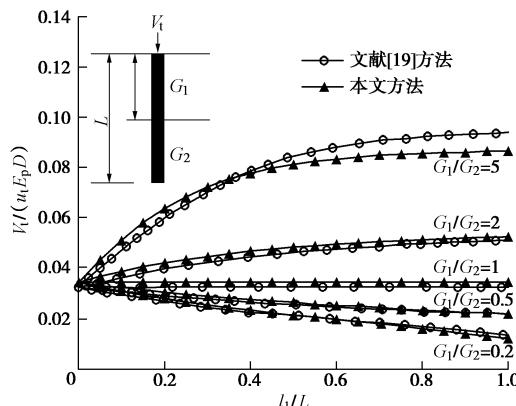


图 4 双层地基中竖向受荷单桩对比分析

Fig. 4 Comparative analysis of a single pile in double-layered subsoil under vertical force V

(3) $V-T$ 联合受荷桩对比分析

鉴于目前尚未有关于双层非均质地基中 $V-T$ 联合受荷桩的相关理论与试验研究成果, 暂只能将本文的双层非均质地基中 $V-T$ 联合受荷桩解答退化为单层非均质地基模型, 采用文献[14]的方法与算例进行对比分析与验证。

文献[14]分别采用矩阵传递法和 4 组模型试验分析单层地基中 $V-T$ 受荷桩的承载特性。具体参数: 铝制管桩模量 $E=72$ GPa, $L=0.5$ m, $D=19$ mm; 土体不排水抗剪强度 $c_u=8$ kPa (用以确定极限侧摩阻力), 剪切模量 $G_s=10$ MPa, 桩顶扭矩 $T=1.5$ N·m。由此获得的桩顶荷载-位移曲线对比分析结果如图 5 所示。

图 5 结果表明: 本文方法结果基本处于实测值分

布范围内, 与文献[14]的结果一致性较好, 说明本文给出的双层非均质地基中 $V-T$ 联合受荷桩解答可简化用以计算单层地基中的承载力, 同时也可根据实际情况用于计算双层地基情况。

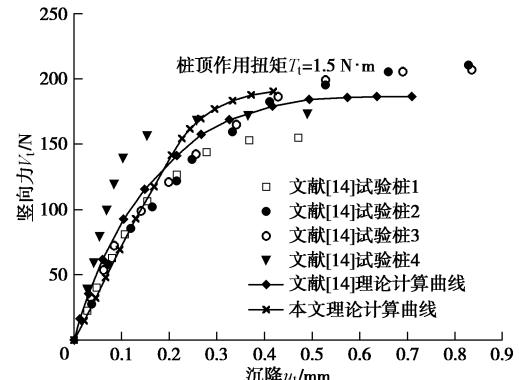


图 5 $V-T$ 联合受荷桩桩顶荷载-位移对比分析

Fig. 5 Load-settlement curves of a single pile under $V-T$ combined loads

3.2 参数分析

为探讨双层非均质地基中 $V-T$ 受荷桩承载变形特性的主要影响因素及其影响规律, 选取桩身长径比 L/D (L 不变)、桩侧土体剪切模量与极限摩阻力分布常数比 n 及变化系数 m_1 和 m_2 等关键参数进行对比分析, 结合工程实际, 部分参数取值见表 1。

表 1 桩土计算参数

Table 1 Parameters of pile-soil system

| 桩长 /m | 上层土厚度 /m | G_p /GPa | A_{gl} /GPa | A_{g2} /GPa |
|-------|----------|------------|---------------|---------------|
| 25 | 12.5 | 8 | 18 | 20 |

对于 L/D 的影响, 分别选取四组不同 L/D 值进行分析, 获得相应的桩顶荷载。如图 6 所示。图中曲线表明: 随 L/D (L 不变) 减小, 桩身承载力逐渐增大, 承载力与位移包络线呈外扩趋势, 且 $V \rightarrow T$ 承载力包络线始终处于 $T \rightarrow V$ 承载力包络线的外侧。

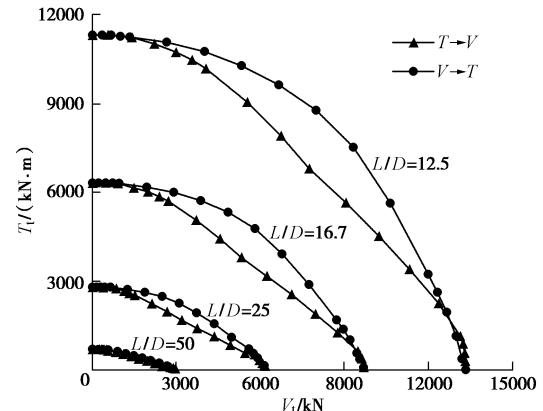


图 6 长径比 L/D 对桩顶承载力包络线的影响

Fig. 6 Failure envelopes under various L/D values

图 7 给出的五组不同桩侧土体剪切模量和极限摩阻力分布常数比 n 值下的桩顶荷载包络线变化情况表

明：随 n 值的减小，桩身承载力逐渐增大，包络线也不断扩张， $V \rightarrow T$ 承载力包络线始终在 $T \rightarrow V$ 承载力包络线的外侧。

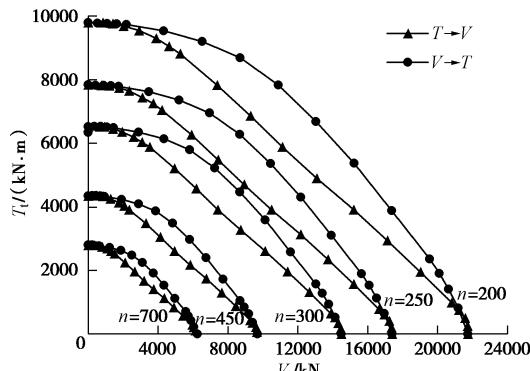


图 7 不同 n 值下的桩顶承载力包络线

Fig. 7 Failure envelops under various n values

因此，工程中待桩基施工完成后，继续施做上部结构（ V 逐渐增大）前，应尽量防止桩身因施工效应等而预先受到扭矩荷载，也即防止形成 $T \rightarrow V$ 加载模式，因为这一模式的承载力包络线始终位于 $V \rightarrow T$ 的内侧（即联合受荷能力降低）。

为探讨桩侧地基土剪切模量分布模式对桩身位移的影响规律, 分别改变上层和下层土的剪切模量分布模式(也即改变模量分布函数中的系数 m_1 和 m_2), 具体结果分别如图8所示。

其中, 图8 (a)、(b) 为桩顶先施加 $0.4V_{ult}$ 的竖向力, 再逐渐施加扭矩 T_t , 图中曲线表明, 随扭矩 T_t/T_{ult} 的增大, 不同深度处的桩身扭转角均不断变大。同一 T_t/T_{ult} 下, 随 m_1 增大, $0 \leq z/L \leq 0.4$ 范围内桩身扭转角逐渐变大; 而随 m_2 增大, $0 \leq z/L \leq 0.8$ 范围内桩身扭转角逐渐变大, 且随 T_t/T_{ult} 的增大, 影响深度和程度均有增加; 图8 (c)、(d) 为桩顶先施加 $0.4T_{ult}$, 再逐步施加 V_t 后的桩身沉降与扭转变形曲线: 随竖向荷载 V_t/V_{ult} 的增大, 桩身沉降不断变大, 但相同 T_t/T_{ult} 下, 随 m_1 增大, 桩身沉降有微小减小趋势, 且桩身沉降在 $0.6 \leq z/L \leq 1.0$ 这一范围内随 m_2 的增大而逐渐减小, 桩底最为明显, 而 $0 \leq z/L \leq 0.4$ 范围内桩身沉降逐渐增大, 且 $T_t/T_{ult}=0.6$ 时最为明显。

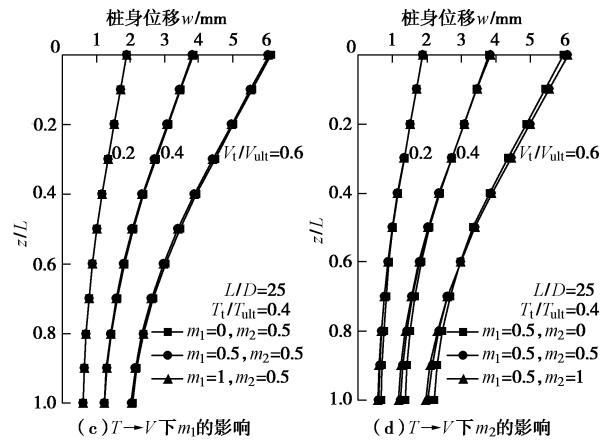
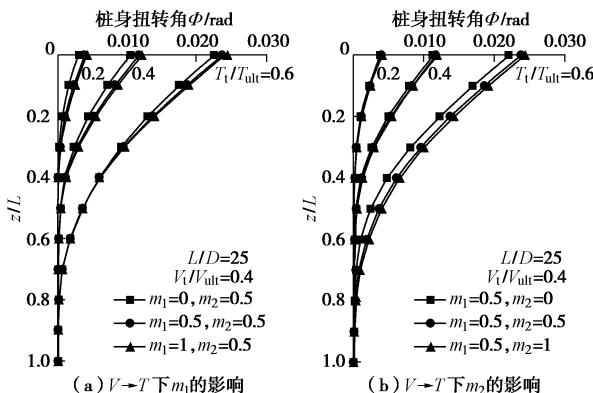


图 8 不同 m 值与加载顺序下的桩身位移曲线

Fig. 8 Deformation curves of pile shaft under various m values and loading sequences

因此,施工中应尽量保护桩侧地表一定范围内的地基土,防止其受到过大扰动或破坏。同时,为便于设计借鉴,结合图6,7给出了正常工作状态下承受一定竖向力 V 的桩基础同时受扭矩 T 作用时桩身长径比 L/D 、桩侧土强度变形参数 n 对桩身联合受荷能力的影响程度:以长径比 $L/D=50$ (L 不变)时的包络线面积为初始值,当 L/D 值将至25.0, 16.7, 12.5时,包络线分别外扩为初始值的7, 26和65倍;而相比于极限摩阻力分布常数比 $n=700$ 所对应的包络线面积,当 n 值降为初值的 $9/14$, $3/7$, $5/14$, $2/7$ 时,包络线分别外扩2.5, 5.5, 8.0和12.5倍。由此可见,除了控制桩侧地基土外,工程中还可考虑通过改变桩身长径比来提升其承受 $V-T$ 联合作用的能力。

4 结论

针对近海环境双层非均质地基中预制型单桩基础在 $V-T$ 联合作用下的复杂受力问题, 假定地基土剪切模量随深度呈幂函数非线性分布, 考虑桩-土接触面位移非协调等因素, 基于剪切位移法和桩身荷载传递函数建立桩身位移控制方程, 由此求得不同加载顺序和受力阶段时的桩身内力位移解答, 进而导出桩身承载力包络图, 再经对比验证和参数分析, 获得如下主要结论:

(1) 导得的双层非均质地基中的纯受扭桩和单一竖向受荷桩的内力位移解答、以及退化为单层非均质地基中的 $V-T$ 联合受荷桩解答计算值与已有理论与模型试验结果较为一致。

(2) 影响双层非均质地基中 $V-T$ 受荷桩承载特性的主要因素有桩身长径比 L/D 、桩侧土体剪切模量和极限摩阻力分布常数比 n 以及地基土剪切模量分布模式 (即系数 m_1 和 m_2) 等, 其影响规律为: 桩身承载力随 L/D 与 n 的增大而逐渐减小; $V \rightarrow T$ 加载时 m_1

的影响范围主要为 $z/L \leq 0.4$, m_2 影响范围随 T_v/T_{ult} 的增加而增大; $T \rightarrow V$ 加载时 m_1 基本无影响, 而 m_2 的影响范围为 $0.6 \leq z/L \leq 1.0$ 。故施工中应尽量防止桩侧地表范围内的地基土受到过大的扰动或破坏。

(3) 双层非均质地基中 $V-T$ 受荷桩的承载特性和破坏包络线除与长径比, 上、下层土体参数有关外, 还与加载顺序有关。同时, $V-T$ 的耦合效应负相关, 扭矩(或竖向力)的联合作用将使桩身的竖向承载能力(或抗扭能力)降低, 且 $V \rightarrow T$ 下的承载力包络线始终处于 $T \rightarrow V$ 时对应的承载力包络线的外侧。因此, 工程中, 桩基施工完毕、上部结构施工(V 逐渐增大)前, 应尽量防止桩身预先受到扭矩荷载。

诚然, 由于问题的复杂性, 文中给出的解答及相关结论有待进一步的理论研究与模型试验验证。

参考文献:

- [1] COYLE H M, REESE L C. Load transfer for a axially loaded piles in clay[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1966, **92**(2): 1 - 26.
- [2] GUO W D. Vertically loaded single piles in Gibson soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, **126**(2): 189 - 193.
- [3] 赵明华, 邹新军, 刘齐建. 洞庭湖软土地区大直径超长灌注桩竖向承载力试验研究[J]. 土木工程学报, 2004, **37**(10): 63 - 67. (ZHAO Ming-hua, ZOU Xin-jun, LIU Qi-jian. Loading test on the vertical bearing capacity of super-long and large diameter bored piles in the soft soil area of Dongting Lake[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, **37**(10): 63 - 67. (in Chinese))
- [4] 赵明华, 邹新军, 邹银生, 等. 倾斜荷载下基桩的改进有限元—有限层分析方法[J]. 工程力学, 2004, **21**(3): 129 - 133. (ZHAO Ming-hua, ZOU Xin-jun, ZOU Yin-Sheng, et al. Behavior of pile under inclined loads by the improved finite element-finite layer method[J]. Engineering Mechanics, 2004, **21**(3): 129 - 133. (in Chinese))
- [5] POULOS H G. Torsional response of piles[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1975, **101**(10): 1019 - 1035.
- [6] RANDOLPH M F. Piles subjected to torsion[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, **107**(8): 1095 - 1111.
- [7] HACHE R A G, VALSANGKAR A J. Torsional resistance of single pile in layered soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1988, **114**(2): 216 - 220.
- [8] CHOW Y K. Torsional response of piles in non-homogeneous soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985, **111**(7): 942 - 947.
- [9] GUO W D, RANDOLPH M F. Torsional piles in non-homogeneous media[J]. Computers and Geotechnics, 1996, **19**(4): 265 - 287.
- [10] 孔令刚, 张利民. 群桩扭转非线性模型[J]. 岩土力学, 2009, **30**(8): 2231 - 2236. (KONG L G, ZHANG L M. Nonlinear analysis of pile groups subjected to torsion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(8): 2231 - 2236. (in Chinese))
- [11] 陈胜立, 张利民. 层状地基中单桩的扭转变形分析[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(5): 531 - 534. (CHEN Sheng-li, ZHANG Li-min. Torsional response of single pile embedded in layered ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(5): 531 - 534. (in Chinese))
- [12] 邹新军, 徐洞斌, 王亚雄. 成层地基中单桩受扭弹塑性分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2014, **41**(9): 72 - 78. (ZOU Xin-jun, XU Dong-bin, WANG Ya-xiong. Elastic-plastic analysis of torsional single pile in layered subsoil[J]. Journal of Hunan University (Natural Science), 2014, **41**(9): 72 - 78. (in Chinese))
- [13] GEORGIADIS M. Interaction between torsional and axial pile response[J]. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1987, **11**(6): 645 - 650.
- [14] GEORGIADIS M, SAFLEKOU S. Piles under axial and torsion loads[J]. Computers and Geotechnics, 1990, **9**(4): 291 - 305.
- [15] 邹新军, 王亚雄, 徐洞斌. Gibson 地基中 $V-T$ 联合受荷桩承载力分析[J]. 工程力学, 2014, **32**(8): 149 - 155. (ZOU Xin-jun, WANG Ya-xiong, XU Dong-bin. Bearing capacity analysis of piles under $V-T$ combined loading in Gibson subsoil[J]. Engineering Mechanics, 2014, **32**(8): 149 - 155. (in Chinese))
- [16] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded pile[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, **104**(12): 1465 - 1488.
- [17] GUO W D, RANDOLPH M F. Vertical loaded piles in non-homogeneous media[J]. Int J Numer Anal Meth Geomech, 1997, **21**(8): 507 - 532.
- [18] RANDOLPH M F, WROTH C P. An analysis of the vertical deformation of pile groups[J]. Géotechnique, 1979, **29**(4): 423 - 439.
- [19] SEO H, BASU D. Load-settlement response of rectangular and circular piles in multilayered soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(3): 420 - 430.