

DOI: 10.11779/CJGE201803015

# 悬臂式抗滑桩内力计算的“三段法”

苏爱军<sup>1</sup>, 霍欣<sup>2\*</sup>, 王杰涛<sup>3</sup>, 鲁志春<sup>4</sup>, 焦世杰<sup>1</sup>

(1. 教育部长江三峡库区地质灾害研究中心, 湖北 武汉 430074; 2. 中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710043;

3. 武汉市市政工程设计研究院有限责任公司, 湖北 武汉 430000; 4. 中国地质大学工程学院, 湖北 武汉 430074)

**摘要:** 针对现行按嵌固段和受荷段两段划分计算抗滑桩内力和位移的方法(简称“两段法”)不适应受荷段和嵌固段接触面非水平面、受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面的情况, 根据荷载类型和作用强度的差异, 将抗滑桩受荷段进一步划分为主受荷段和次受荷段(简称“三段法”)。基于抗滑桩嵌固段桩周岩土体服从文克尔(E. Winkler)假定, 以悬臂式抗滑桩为例, 推导了次受荷段在不受桩后推力作用和受桩后推力作用两种情况下悬臂式抗滑桩内力与位移通用计算公式, 并论证了现行“两段法”只是其特解。结合具体的工程实例, 抗滑桩“两段法”相较“三段法”计算出的弯矩和剪力在整个抗滑桩部分大多偏小, 且偏小程度较大, 尤其是在抗滑桩嵌固段; 按“两段法”对抗滑桩进行设计将给工程安全带来不利的影响。

**关键词:** 悬臂式抗滑桩; 三段法; 次受荷段; 主受荷段; 桩身内力; 位移

**中图分类号:** TU473; P642.22

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2018)03-0512-08

**作者简介:** 苏爱军(1962-), 男, 教授, 硕士生导师, 主要从事水库库区地质灾害勘察与防治、边坡工程治理及相关教学工作。E-mail: aijunsu@cug.edu.cn。

## Three-section method for calculating internal force and deformation of cantilevered anti-slide pile

SU Ai-jun<sup>1</sup>, HUO Xin<sup>2</sup>, WANG Jie-tao<sup>3</sup>, LU Zhi-chun<sup>4</sup>, JIAO Shi-jie<sup>1</sup>

(1. Three Gorges Research Center for Geo-hazard, Ministry of Education, Wuhan 430074, China; 2. China Railway First Survey & Design

Institute Group Co., Ltd., Xi'an 710043, China; 3. Wuhan Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Wuhan 430000,

China; 4. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China)

**Abstract:** At present, the internal force and displacement of anti-slide piles are calculated on the basis of two sections: the loaded segment and the embedded segment (called "Two-section method"). However, this method does not adapt to the situation when the contact surface of the loaded segment and the embedded segment is not a horizontal plane or the bottom of the loaded segment and the top of the embedded segment are not at the same height. The loaded segment is divided into the primary loaded segment and the secondary loaded segment according to the difference of load type and intensity. The cantilevered anti-slide pile is taken as an example, and because the surrounding rock mass of the embedded segment is subjected to the E. Winkler's assumption, the general formula for calculating the internal force and displacement is derived considering the secondary loaded segment suffering no force or suffering lateral rock-soil pressure (called "Three-section method"). It is demonstrated that the "Two-section method" is just the special case of the "Three-section method". Based on specific engineering examples, the calculated bending moment and shear force on the whole pile by the "T-section method" are mostly smaller than those by the "Three section method" and the deviation is also larger, especially for the embedded segment of anti-slide pile. Therefore, it will bring adverse effect to the engineering safety to design the anti-slide piles according to the "Two-section method".

**Key words:** cantilevered anti-slide pile; three-section method; secondary loaded segment; primary loaded segment; internal force; deformation

## 0 引言

现行的抗滑桩结构设计中, 将抗滑桩划分为受荷段和嵌固段(本文称为“两段法”), 并将受荷段和嵌

收稿日期: 2016-05-31

\*通讯作者(E-mail: huoxinhuashui@126.com)

固段接触面视为水平面<sup>[1]</sup> (图 1 (a))。实际上, 由于滑动面倾斜以及基坑或边坡开挖进入基岩等原因, 抗滑桩受荷段和嵌固段接触面非水平或受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面<sup>[2-3]</sup>的现象俯拾即是 (图 1 (b)、(c)、(d)、(e))。因此, 按“两段法”计算抗滑桩内力与位移的方法存在很大的局限性, 有必要根据实际情况, 研究具有通用性的抗滑桩内力与位移计算公式。

## 1 抗滑桩“三段法”的划分

根据悬臂式抗滑桩的受力状态, 尤其是受荷段荷载类型和作用强度的差异, 将悬臂式抗滑桩划分为主受荷段、次受荷段和嵌固段: 即抗滑桩顶面至桩背侧滑动面或强风化带顶面为主受荷段 (图 1 (b)、(c)、(d)、(e))  $AB$  段; 抗滑桩背侧滑动面至抗滑桩面侧滑动面或抗滑桩背侧滑动面至开挖基坑底面或强风化带顶面至强风化带底面处为抗滑桩次受荷段 (图 1 (b)、(c)、(d)、(e))  $BC$  段; 抗滑桩面侧滑动面或开挖基坑底面或强风化带底面至桩底处为嵌固段 (图 1 (b)、(c)、(d)、(e))  $CD$  段。

出现次受荷段的原因主要有: ①抗滑桩布设处滑动面倾角较大<sup>[4]</sup>, 导致抗滑桩主受荷段底面与嵌固段

顶面在抗滑桩前后存在高差 (如图 1 (b)、(c)); ②在基坑支护或边坡防治工程中, 出于建筑物功能的需要, 将桩前土层开挖至基底面以下一定深度, 造成设桩处滑动面与基坑底面存在高差 (如图 1 (d)); ③当抗滑桩布设处嵌固段顶部具有一定厚度的强风化带时, 这段强风化带可以视为“次受荷段” (如图 1 (e))。

## 2 抗滑桩主受荷段和次受荷段受力分析

### 2.1 抗滑桩主受荷段桩后推力计算

抗滑桩主受荷段桩后推力通常取滑动剩余下滑力和主动岩土压力设计值 (主动土压力值乘以荷载分项系数) 两者之间的较大值<sup>[5]</sup>。当设桩处位于抗滑段时, 抗滑桩主受荷段桩前抗力可由桩前剩余抗滑力、被动土压力或被动土压力与静止土压力的平均值<sup>[6]</sup>确定。抗滑桩主受荷段桩后推力的分布形式可按矩形、梯形或三角形分布考虑<sup>[1, 7]</sup> (如图 2 (b)), 抗滑桩主受荷段桩前抗力常按三角形分布考虑, 也可按矩形或梯形分布考虑 (如图 2 (c))。

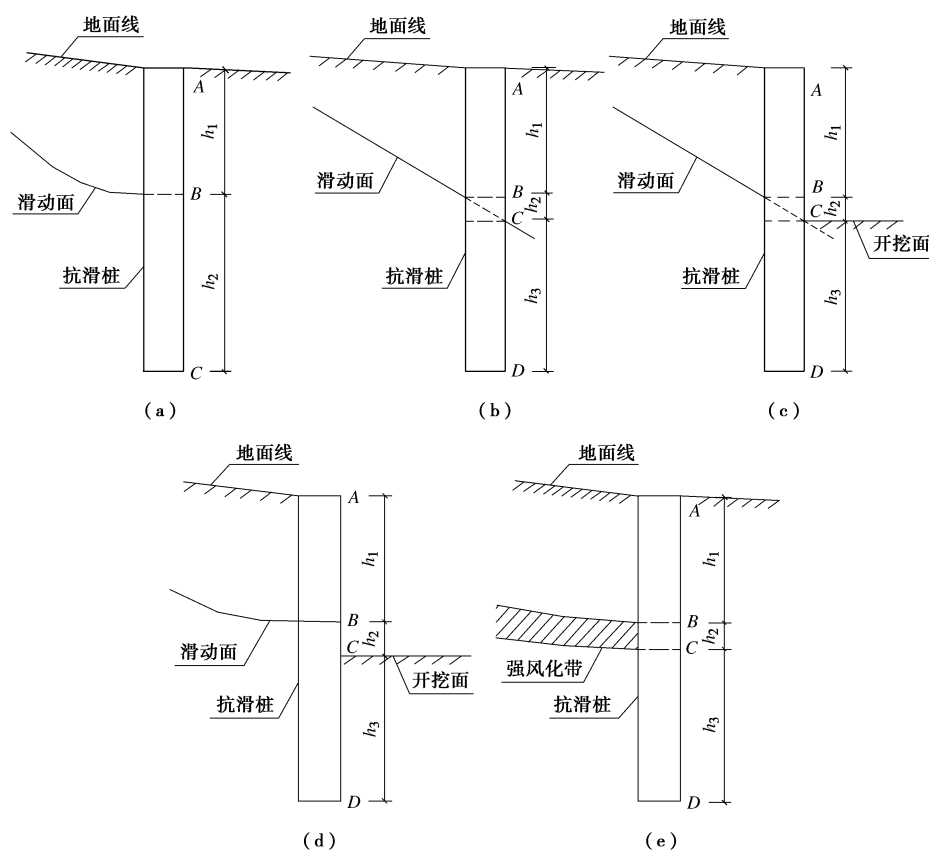


图 1 抗滑桩“三段法”划分示意图

Fig. 1 Division of “three-section method” for anti-slide piles

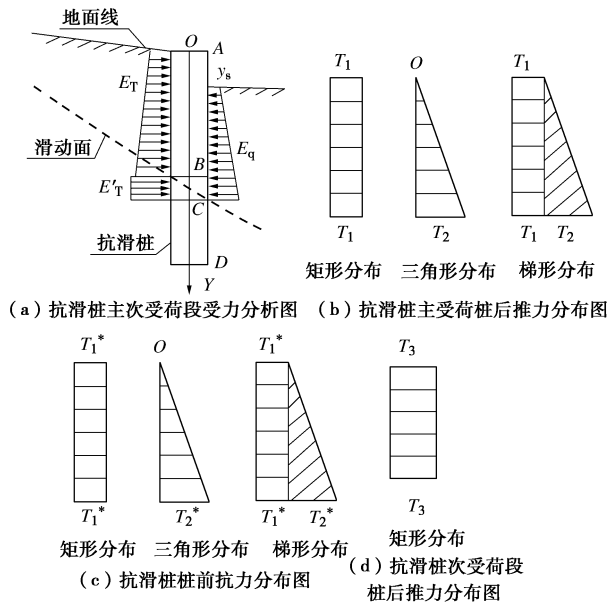


图2 抗滑桩主受荷段和次受荷段受力分布示意图

Fig. 2 Stress distribution of primary loaded segment and secondary loaded segment of anti-slide piles

## 2.2 抗滑桩次受荷段桩后推力计算

抗滑桩次受荷段桩后有无推力和推力大小与嵌固段顶面以上的主动土压力设计值及主受荷段桩后推力的大小密切相关。当土压力设计值小于主受荷段桩后推力时，次受荷段可不考虑桩后推力；当土压力设计值大于主受荷段桩后推力时，次受荷段桩后推力为两者之间的差值。

抗滑桩次受荷段桩后推力  $E'_T$ ，按下式计算：

$$E'_T = \gamma_0 E_a - E_T \quad (1)$$

式中  $\gamma_0$  为主动土压力荷载分项系数； $E_a$  为抗滑桩嵌固段顶面以上部分的主动土压力值； $E_T$  为抗滑桩主受荷段桩后推力 (kN)；当  $\gamma_0 E_a \leq E_T$  时，抗滑桩次受荷段不受桩后推力作用， $E'_T = 0$ 。

抗滑桩嵌固段顶面以上主动土压力值  $E_a$  按下式计算：

$$E_a = \sum_{i=1}^n [(e_{ai0} + e_{ai1}) \times l_i / 2] \quad (2)$$

式中  $l_i$  为第  $i$  层土的厚度； $e_{ai0}$  为第  $i$  层土上表面的土压力强度； $e_{ai1}$  为第  $i$  层土下表面的土压力强度；考虑到工程安全，桩后推力一般按矩形分布考虑（如图 2 (d)），矩形顶边荷载值  $T_3$  (kN/m) 按下式计算：

$$T_3 = \frac{E'_T}{h_2} \quad (3)$$

式中， $h_2$  为抗滑桩次受荷段长度 (m)。

## 2.3 抗滑桩桩后推力及桩前抗力的分布形式

(1) 桩后下滑力与桩前抗力按照矩形分布时：

桩后推力：

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{E_T}{h_1} \\ T_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

桩前抗力：

$$\left. \begin{aligned} T_o^* &= \frac{E_q}{h_1^*} \\ T_s^* &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

主受荷段桩前抗力：

$$\left. \begin{aligned} T_1^* &= T_o^* \\ T_2^* &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

次受荷段桩前抗力：

$$\left. \begin{aligned} T_3^* &= T_o^* \\ T_4^* &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

(2) 桩后下滑力与桩前抗力按照三角形分布时：

桩后推力：

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= 0 \\ T_2 &= \frac{2E_T}{h_1} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

桩前抗力：

$$\left. \begin{aligned} T_o^* &= 0 \\ T_s^* &= \frac{2E_q}{h_1^*} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

主受荷段桩前抗力：

$$\left. \begin{aligned} T_1^* &= 0 \\ T_2^* &= \frac{h_1 - y_s}{h_1^*} T_s^* \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

次受荷段桩前抗力：

$$\left. \begin{aligned} T_3^* &= \frac{h_1 - y_s}{h_1^*} T_s^* \\ T_4^* &= T_s^* - \frac{h_1 - y_s}{h_1^*} T_s^* \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

(3) 桩后下滑力与桩前抗力按照梯形分布时：

桩后推力：

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{2E_T}{(1+n)h_1} \\ T_2 &= \frac{2E_T(n-1)}{(1+n)h_1} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

桩前抗力：

$$\left. \begin{aligned} T_o^* &= \frac{2E_q}{(1+n)h_1^*} \\ T_s^* &= \frac{2E_q(n-1)}{(1+n)h_1^*} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

主受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{aligned} T_1^* &= T_0^*, \\ T_2^* &= \frac{(h_1 - y_s) \times T_s^*}{h_1 + h_2 - y_s} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

次受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{aligned} T_3^* &= T_1^* + T_2^*, \\ T_4^* &= T_0^* + T_s^* - T_1^* - T_2^* \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中  $y_s$  为桩前岩土层上顶面标高 (m);  $h_1$  为抗滑桩主受荷段长度 (m);  $h_1^*$  为桩前岩土层厚度 (m),  $h_1^* = h_1 + h_2 - y_s$ 。  $E_T$  为抗滑桩主受荷段桩后推力 (kN);  $E_q$  为抗滑桩主受荷段桩前抗力 (kN);  $T_1, T_2$  为抗滑桩桩后推力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m);  $T_0^*, T_s^*$  为抗滑桩桩前抗力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m);  $T_1^*, T_2^*$  为抗滑桩主受荷段桩前抗力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m);  $T_3^*, T_4^*$  为抗滑桩次受荷段桩前抗力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m);  $n$  为推力分布图梯形底边与顶边长度之比。

### 3 悬臂式抗滑桩主受荷段桩身内力及位移计算

主受荷段内力依据悬臂梁理论<sup>[8]</sup>进行计算, 其变形微分方程式为

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad (16)$$

主受荷段桩身内力计算根据是否考虑桩前抗力分为以下两种情况。

(1) 桩前岩土可能滑走 (无桩前抗力) 时:

主受荷段桩身各截面内力及位移计算如下式所述 ( $0 < y \leq h_1$ ):

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= T_1 y + \frac{T_2 y^2}{2h_1}, \\ M_y &= \frac{1}{2} T_1 y^2 + \frac{T_2 y^3}{6h_1}, \\ \varphi_y &= \varphi_B + \frac{T_1}{6EI} (h_1^3 - y^3) + \frac{T_2}{24EIh_1} (h_1^4 - y^4), \\ x_y &= x_B + \varphi_B (y - h_1) - \frac{T_1}{24EI} (y^4 - 4h_1^3 y + 3h_1^4) - \\ &\quad - \frac{T_2}{120EIh_1} (y^5 - 5h_1^4 y + 4h_1^5) \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中,  $Q_y, M_y, \varphi_y, x_y$  为桩身任一截面的剪力、弯矩、转角、位移, 其他符号表示意义如前所述。

通过桩底的支承条件以及  $M_B, Q_B$  的值可以求出滑动面  $B$  点位置处的  $\varphi_B, x_B$ 。

(2) 桩前岩土稳定 (存在桩前抗力) 时, 桩身内力及位移计算如下式所示 ( $0 < y \leq h_1$ )。

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= T_1 y + \frac{T_2 y^2}{2h_1} - T_1^* (y - y_s) - \frac{T_2^* (y - y_s)^2}{2(h_1 - y_s)}, \\ M_y &= \frac{1}{2} T_1 y^2 + \frac{T_2 y^3}{6h_1} - \frac{1}{2} T_1^* (y - y_s)^2 - \frac{T_2^* (y - y_s)^3}{6(h_1 - y_s)}, \\ \varphi_y &= \varphi_B + \frac{T_1}{6EI} (h_1^3 - y^3) + \frac{T_2}{24EIh_1} (h_1^4 - y^4) + \\ &\quad + \frac{T_1^*}{6EI} [(y - y_s)^3 - (h_1 - y_s)^3] + \frac{T_2^*}{24EI(h_1 - y_s)} \cdot \\ &\quad \cdot [(y - y_s)^4 - (h_1 - y_s)^4], \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} x_y &= x_B + \varphi_B (y - h_1) - \frac{T_1}{24EI} (y^4 - 4h_1^3 y + 3h_1^4) - \\ &\quad - \frac{T_2}{120EIh_1} (y^5 - 5h_1^4 y + 4h_1^5) + \frac{T_1^*}{24EI} \cdot \\ &\quad \cdot [(y - y_s)^4 - 4y(h_1 - y_s)^3 + (h_1 - y_s)^3(3h_1 + y_s)] + \\ &\quad + \frac{T_2^*}{120EI(h_1 - y_s)} [(y - y_s)^5 - 5y(h_1 - y_s)^4 + \\ &\quad + (h_1 - y_s)^4(4h_1 + y_s)] \quad (19) \end{aligned}$$

### 4 悬臂式抗滑桩次受荷段桩身内力及位移计算

#### 4.1 抗滑桩次受荷段不受桩后推力作用

根据悬臂梁变形微分方程式 (16), 按是否考虑桩前抗力, 分以下两种情况计算次受荷段桩身内力及位移。

(1) 桩前岩土可能滑走 (无桩前抗力) 时, 次受荷段桩身各截面内力及位移计算如式所述 ( $h_1 < y \leq h_1 + h_2$ ):

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= Q_B = E_T, \\ M_y &= M_B + Q_B (y - h_1), \\ \varphi_y &= \varphi_C - \frac{M_B}{EI} (y - h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI} [(y - h_1)^2 - h_2^2], \\ x_y &= x_C - \varphi_C (h_{12} - y) - \frac{M_B}{2EI} (y - h_{12})^2 + \\ &\quad + \frac{Q_B}{6EI} [3h_2^2 y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^2 - (y - h_1)^3] \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

式中,  $h_{12} = h_1 + h_2$ , 其他符号表示意义如前所述。

通过桩底的支承条件以及  $M_C, Q_C$  的值可以求出滑动面  $C$  点位置处的  $\varphi_C, x_C$ 。

(2) 当桩前岩土稳定 (存在桩前抗力) 时, 桩身内力及位移计算如下式所示 ( $h_1 < y \leq h_1 + h_2$ )。

$$\left. \begin{aligned}
 Q_y &= Q_B - T_3^*(y-h_1) - \frac{1}{2h_2}T_4^*(y-h_1)^2, \\
 M_y &= M_B + Q_B(y-h_1) - \frac{1}{2}T_3^*(y-h_1)^2 - \frac{1}{6h_2}T_4^*(y-h_1)^3, \\
 \varphi_y &= \varphi_C - \frac{M_B}{EI}(y-h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI}[(y-h_1)^2 - h_2^2] + \\
 &\quad \frac{T_3^*}{6EI}[(y-h_1)^3 - h_2^3] + \frac{T_4^*}{24EIh_2}[(y-h_1)^4 - h_2^4], \\
 x_y &= x_C - \varphi_C(h_{12}-y) - \frac{M_B}{2EI}(y-h_{12})^2 + \\
 &\quad \frac{Q_B}{6EI}[3h_2^2y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^3 - (y-h_1)^3] - \\
 &\quad \frac{T_3^*}{24EI}[4h_2^3y + h_2^4 - 4h_2^3h_{12} - (y-h_1)^4] + \\
 &\quad \frac{T_4^*}{120EIh_2}[(y-h_1)^5 - 5h_2^4y + 5h_2^4h_{12} - h_2^5].
 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

式中符号表示意义如前所述。

#### 4.2 抗滑桩次受荷段受桩后推力 $E'_T$ 作用

抗滑桩次受荷段受桩后推力作用的内力计算公式, 与抗滑桩次受荷段不受桩后推力作用计算方法相同, 按照是否考虑桩前抗力同样分为以下两种情况:

(1) 当桩前岩土稳定(存在桩前抗力)时, 次受荷段桩身各截面内力及位移公式如下 ( $h_1 < y \leq h_1 + h_2$ ):

$$\left. \begin{aligned}
 Q_y &= Q_B + (T_3 - T_3^*)(y-h_1) - \frac{1}{2h_2}T_4^*(y-h_1)^2, \\
 M_y &= M_B + Q_B(y-h_1) + \frac{1}{2}(T_3 - T_3^*)(y-h_1)^2 - \\
 &\quad \frac{1}{6h_2}T_4^*(y-h_1)^3, \\
 \varphi_y &= \varphi_C - \frac{M_B}{EI}(y-h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI}[(y-h_1)^2 - h_2^2] - \\
 &\quad \frac{(T_3 - T_3^*)}{6EI}[(y-h_1)^3 - h_2^3] + \frac{T_4^*}{24EIh_2}[(y-h_1)^4 - h_2^4], \\
 x_y &= x_C - \varphi_C(h_{12}-y) - \frac{M_B}{2EI}(y-h_{12})^2 + \\
 &\quad \frac{Q_B}{6EI}[3h_2^2y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^3 - (y-h_1)^3] + \\
 &\quad \frac{(T_3 - T_3^*)}{24EI}[4h_2^3y + h_2^4 - 4h_2^3h_{12} - (y-h_1)^4] + \\
 &\quad \frac{T_4^*}{120EIh_2}[(y-h_1)^5 - 5h_2^4y + 5h_2^4h_{12} - h_2^5].
 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

(2) 桩前岩土可能滑走(无桩前抗力)时, 次受荷段桩身各截面内力及位移公式如下 ( $h_1 < y \leq h_1 + h_2$ ):

$$\left. \begin{aligned}
 Q_y &= Q_B + T_3(y-h_1), \\
 M_y &= M_B + Q_B(y-h_1) + \frac{1}{2}T_3(y-h_1)^2, \\
 \varphi_y &= \varphi_C - \frac{M_B}{EI}(y-h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI}[(y-h_1)^2 - h_2^2] - \\
 &\quad \frac{T_3}{6EI}[(y-h_1)^3 - h_2^3], \\
 x_y &= x_C - \varphi_C(h_{12}-y) - \frac{M_B}{2EI}(y-h_{12})^2 + \\
 &\quad \frac{Q_B}{6EI}[3h_2^2y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^3 - (y-h_1)^3] + \\
 &\quad \frac{T_3}{24EI}[4h_2^3y + h_2^4 - 4h_2^3h_{12} - (y-h_1)^4].
 \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

## 5 工程实例

### 5.1 计算资料

本文以《巴东北京大道营沱挡土墙塌方(第二期抢险)工程施工图设计》为例, 对悬臂式抗滑桩内力计算的“三段法”和“两段法”进行了对比分析。基岩顺层滑动导致了巴东北京大道营沱挡土墙的塌方。该滑坡的地质条件为:

#### (1) 滑坡结构特征

该滑坡为三叠纪中统巴东组第三段泥灰岩(T2b3)顺层滑坡, 滑坡堆积体滑动面为泥化的原生型软弱夹层, 地层产状为  $342^\circ \angle 35^\circ \sim 38^\circ$ 。滑坡走向南西~北东, 坡向  $339^\circ$ , 滑坡总长 86.40 m, 坡高 20.1~20.7 m。平面形态为长方形, 纵断面为凹形坡, 坡脚为卓越广场建设工地, 坡顶为北京大道南半段, 坡面为滑坡堆积体, 平均坡度约  $36^\circ$ 。

#### (2) 地质构造

滑坡所在区域构造上处扬子准地台、鄂中台褶区、秭归台褶束的西南缘、官渡口向斜南翼。滑坡下部基岩主要发育两组节理, 一组节理产状  $193^\circ \angle 89^\circ$ , 间距约 5 cm, 构成密集破碎理; 第二组节理产状  $101^\circ \angle 89^\circ$ , 裂隙内有泥质充填, 两组节理构成滑坡侧缘及后缘切割面。

#### (3) 岩石物理力学参数

对于三叠纪中统巴东组第三段泥灰岩(T2b3)中泥化的原生型软弱夹层的剪切强度已进行过大量室内<sup>[9]</sup>和原位试验<sup>[10]</sup>。本文通过工程地质类比和反演分析法<sup>[11-12]</sup>综合确定滑带土的抗剪强度参数及相关岩土体物理力学参数(见表1)。反演分析以北京大道上部未滑移部分沿软弱夹层滑动为滑移模式, 稳定系数取 1.0, 反演分析图见图3。

### 5.2 抗滑桩设计计算

经计算, 滑坡推力水平分量为 1754.66 kN/m, 设



表 1 岩土体物理力学参数

岩土名称	天然重度 $\gamma$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	饱和重度 $\gamma$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	天然		饱和	
			黏聚力	内摩擦角	黏聚力	内摩擦角
			$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{^\circ})$	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{^\circ})$
滑坡堆积体	23.0	24.0	7	28	5	25
中风化灰岩	25.0	26.0	1080	50	1000	40
软弱夹层(泥岩)	24.5	26.0	27	23	26	20

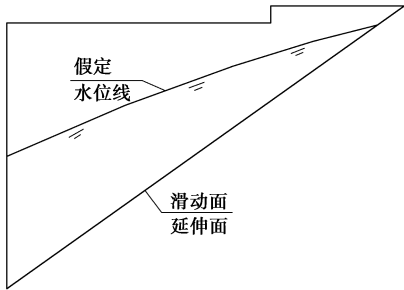


图 3 反演分析计算简图

Fig. 3 Back analysis of calculation diagram

计支护主体方案为悬臂式抗滑桩。抗滑桩布设处滑面倾角  $36^\circ$ ，开挖基坑底面高程为  $316.8\text{ m}$ ，滑动面与桩背侧交点处高程约为  $321.0\text{ m}$ （如图 4）。因此，桩背侧滑动面与嵌固段顶面高差约  $4.0\text{ m}$ 。

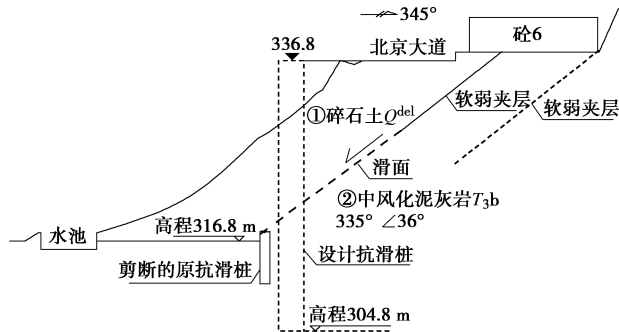


图 4 边坡治理剖面图

Fig. 4 Profile of slope treatment

为了对比分析次受荷段对抗滑桩结构设计的影响，利用所编制的 MATLAB 程序按照“两段法”和“三段法”计算桩身内力（其中，“两段法”用理正岩土软件进行了验证）。

“三段法”：主受荷段长  $16.0\text{ m}$ ，次受荷段长  $4.0\text{ m}$ ，嵌固段长  $12.0\text{ m}$ 。计算时考虑次受荷段受桩后推力作用。

“两段法”计算时，按以下两种将抗滑桩划分为受荷段和嵌固段：

- (1) “两段法” 1：将次受荷段视为受荷段：受荷段长  $20.0\text{ m}$ ，嵌固端长  $12.0\text{ m}$ 。
- (2) “两段法” 2：将次受荷段视为嵌固段：受荷

段长  $16.0\text{ m}$ ，嵌固端长  $16.0\text{ m}$ 。

通过计算得到 3 种方法下的桩身弯矩图和剪力曲线图（如图 5 和图 6）。为便于对比计算结果的差异，以“三段法”计算结果为基准，绘制了“两段法” 1 和“两段法” 2 的桩身内力所占“三段法”桩身内力的百分比图（如图 7 和图 8，图中 Y 轴方向的 1 表示 100%）。比较 3 种情况下的剪力图、弯矩图、弯矩百分比图和剪力百分比图，可以发现：

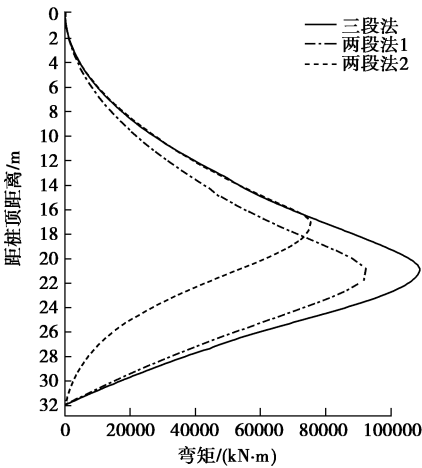


图 5 弯矩图

Fig. 5 Bending moments

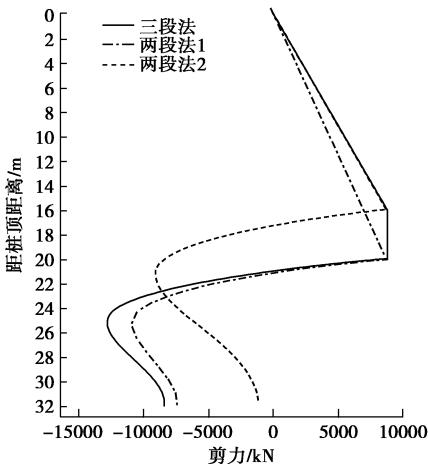


图 6 剪力图

Fig. 6 Shears

- (1) “两段法” 1 计算的弯矩在整个抗滑桩部分都偏小，在对应于“三段法”的主受荷段和次受荷段

部分弯矩偏小量约 20%，在对应于“三段法”的嵌固段部分（距桩顶 20.0~32.0 m）弯矩偏小超过 20%；剪力除在嵌固段顶部局部偏大外，在其余抗滑桩部分都偏小，偏小量约 20%。

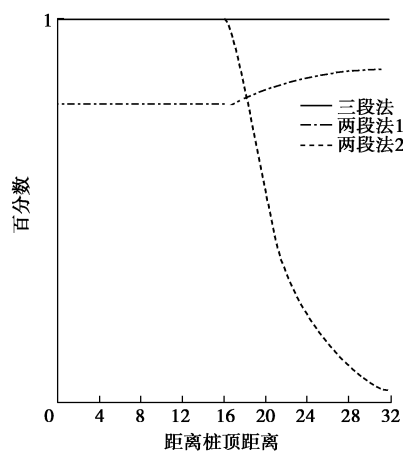


图 7 弯矩百分比图

Fig. 7 Percentages of bending moment

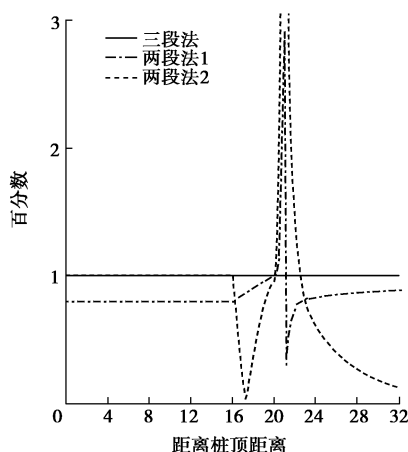


图 8 剪力百分比图

Fig. 8 Percentages of shear

(2)“两段法”2 中，弯矩和剪力对应于“三段法”的主受荷段部分（距桩顶 0~16.0 m）大小相同；对应于“三段法”次受荷段部分（距桩顶 16.0~20.0 m）的弯矩和剪力计算结果开始偏小，并且随着深度的增加，弯矩的偏小量增大，剪力的偏小量先增大后减小；对应于“三段法”的嵌固段部分（距桩顶 20.0~32.0 m），弯矩都偏小，剪力除在嵌固段顶部局部偏大外，其余都偏小。在嵌固段底部弯矩和剪力的偏小量达到最大值。

出现这种情况的原因主要是：

(1) 对于“两段法”1

a) 由于人为提高了主受荷段的长度，导致计算的滑坡推力分布范围变长，因而计算出的作用在主受荷段的弯矩和剪力偏小；

b) 同时，由于忽略了岩体主动土压力，在抗滑桩次受荷段部分的计算结果也偏小；

c) 由于以上原因计算得到的嵌固段顶部的位移、转角、弯矩和剪力都偏小，嵌固段的弯矩和剪力也随之偏小。

(2) 对于“两段法”2

a) 抗滑桩主受荷段的长度及其他相关参数是一样的，因此这部分的内力(弯矩和剪力)计算结果与“三段法”相同；

b) 由于忽略了次受荷段岩体主动土压力，次受荷段部分的内力计算结果偏小，同时由于这一部分被视为嵌固段，在嵌固段顶部桩的弯矩和剪力等边界条件偏小程度相较“两段法”1 更大；

c) 由于计算得到的嵌固段顶部的弯矩和剪力都偏小，因此嵌固段的弯矩和剪力也偏小，且偏小较大。

可见，将抗滑桩划分两段，不考虑次受荷段的存在，两种情况下都将导致抗滑桩配筋不足。特别是“两段法”2 将导致嵌固段配筋显著偏少，给工程安全带来严峻的挑战。

## 6 结 论

本文通过分析抗滑桩受荷段和嵌固段接触面非水平面、受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面的情况，创造性的将抗滑桩划分为三段，提出抗滑桩内力计算“三段法”，结合工程实例，本文得到以下结论：

(1) 本文推导了抗滑桩内力计算通用计算公式，传统的抗滑桩内力计算方法只是本文中次受荷段高度为零时的特解。

(2) 抗滑桩“三段法”解决了抗滑桩受荷段和嵌固段接触面非水平面、受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面下的抗滑桩内力计算及配筋的问题，用“三段法”分析抗滑桩受力模式更为合理。

(3) 在工程应用中，由于现行计算公式及软件的局限性，往往只能按照“两段法”对实际情况进行简化计算。由于实际情况不同，“两段法”计算得到的抗滑桩的弯矩和剪力都偏小，且偏小程度较大，这就给抗滑桩本身及防护对象的安全带来了隐患。

(4) 本文根据受力状态的不同重新划分了抗滑桩，并给出各段桩的内力和位移计算公式。按照抗滑桩“三段法”对“巴东北京大道营沱挡土墙塌方(第二期抢险)工程”进行了治理，稳定了边坡，取得了预期效果。本文的研究成果将给类似的工程治理提供借鉴和参考。

## 参考文献：

[1] 铁道部第二勘察设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京：中



- 国铁道出版社, 1983. (The Second Survey and Design Institute of the Ministry of Railways. Anti-slide pile's design and calculation[M]. Beijing: China Railway Press, 1983. (in Chinese))
- [2] 倪悦. 半坡抗滑桩受力特性分析[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2013. (NI Yue. Study on stress analysis of the hemi-slope pile[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2013. (in Chinese))
- [3] 武小菲, 杨涛, 张俊云. 半坡抗滑桩合理位置确定的探讨[J]. 路基工程, 2008(2): 135 - 136. (WU Xiao-fei, YANG Tao, ZHANG Jun-yun. Discussion on determination of reasonable position of the hemi-slope pile[J]. Subgrade Engineering, 2008(2): 135 - 136. (in Chinese))
- [4] 许霄霄. 三峡库区秭归—巴东段顺层滑坡变形规律研究[D]. 武汉: 中国地质大学(武汉), 2013. (XU Xiao-xiao. The deformation rule study of bedding landslide in the area from zigui to badong segment of the three Gorges Reservoir Area[D]. Wuhan: China University of Geosciences (Wuhan), 2013. (in Chinese))
- [5] 重庆市城市建设委员会. 建筑边坡工程技术规范[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013. (Chongqing Municipal Commission of Urban-rural Development. Technical code for building slope engineering[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013. (in Chinese))
- [6] 湖北省三峡库区地质灾害防治工作领导小组办公室. 湖北省三峡库区滑坡防治地质勘察与治理工程技术规定(试行)(续)[J]. 湖北地矿, 2003, 17(3): 56 - 64. (Office of Leading Group of Geological Disaster Prevention and Control in the Three Gorges Reservoir Area of Hubei Province. Technical regulation of geological investigation and engineering design for landside control in reservoir area of three gorges in Hubei Province (Trial)[J]. Huhei Geology & Mineral Resources, 2003, 17(3): 56 - 64. (in Chinese))
- [7] 戴自航. 抗滑桩滑坡推力和桩前滑体抗力分布规律的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 517 - 521. (DAI Zi-hang. Study on distribution laws of landslide-thrust and resistance of sliding mass acting on antislade piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 517 - 521. (in Chinese))
- [8] 仵磊, 马丽英, 冷曦晨, 等. 滑坡治理中的抗滑桩设计[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2002, 21(4): 162 - 165. (NIE Lei, MA Li-ying, LENG Xi-chen, et al. Anti-slide pile design in slope prevention[J]. Journal of Jilin University (Earth Science Edition), 2002, 21(4): 162 - 165. (in Chinese))
- [9] 柴波, 殷坤龙, 肖拥军. 巴东新城区库岸斜坡软弱带特征[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2501 - 2506. (CHAI Bo, YIN Kun-long, XIAO Yong-jun. Characteristics of weak-soft zones of Three Gorges Reservoir shoreline slope in new Badong county[J]. Rock and Soil Mechanic, 2010, 31(8): 2501 - 2506. (in Chinese))
- [10] 李亮辉. 顺层岩质边坡软弱结构面原位剪切试验及其稳定性分析研究[D]. 武汉: 华中科技大学, 2004. (LI Liang-hui. Study on in-situ shearing testing of weak joint plane and stability of consequent rock slope[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2004. (in Chinese))
- [11] 陈静瑜, 赵炼恒, 李亮, 等. 折线型滑面边坡强度参数反演的极限分析上限法[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, 46(2): 638 - 644. (CHENG Jing-yu, ZHAO Lian-heng, LI Liang, et al. Back-analysis of shear strength parameters for slope with broken line sliding surface based on upper bound approach[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015, 46(2): 638 - 644. (in Chinese))
- [12] 张金华. 岩土体抗剪强度参数反演及滑坡灾害预测研究[D]. 重庆: 重庆交通大学河海学院, 2010. (ZHANG Jin-hua. Research on the shear strength parameters inversion of rock-soils and the prediction of landslide disaster[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, College of River and Ocean Engineering, 2010. (in Chinese))