

考虑土拱效应预应力锚拉桩土压力研究

李成芳^{1,2}, 叶晓明¹, 李有文³

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400010; 2. 重庆市建筑科学研究院, 重庆 400015; 3. 中北大学 数学系, 太原 045100)

摘 要: 针对预应力锚拉桩设计中土压力计算模式存在的问题, 借鉴工程设计中的点锚和格构锚原理, 提出了一种新的计算方法——基于三维土拱效应的土压力计算模式。利用土条极限平衡原理, 推导了作用在桩及挡板上的土压力, 建立了表征土压力强度的 1 阶线性微分方程, 得到了沿桩身轴线的土压力分布曲线, 并从参数 ϕ 和 δ 的变化对土压力的影响方面, 与《重庆市地质灾害防治工程设计规范》^[1]和《建筑边坡工程技术规范》^[3]的计算结果进行了对比分析, 结果表明桩板上所受土压力沿桩板竖向呈锯齿状分布, 土压力强度计算值远小于规范计算值; δ 的变化对土压力有明显影响, 工程设计中不应忽略 δ 对减小土压力的贡献; 考虑土拱效应更符合工程实际受力特性。

关 键 词: 预应力锚拉桩; 土压力分布; 极限平衡法; 三维土拱

中图分类号: TU 473.2

文献标识码: A

Study of earth pressure of prestressed anchor pile considering soil arching

LI Cheng-fang^{1,2}, YE Xiao-ming¹, LI You-wen³

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400010, China; 2. Chongqing Institute of Building Research, Chongqing 400015, China; 3. Department of Mathematics, North University of China, Taiyuan 045100, China)

Abstract: According to design principles of point anchor and frame anchor technology, a new earth pressure calculation method based on three-dimensional soil arching effect is proposed in order to solve computation model of earth pressure problem of the prestressed anchor pile design. Based on this, earth pressure exerted on pile and plate is derived by the limit equilibrium theory of soil slice. Secondly, a first-order linear differential equation and earth pressure distribution curve along the axis of the pile is established. Finally, distribution of earth pressure was compared with the calculation results of the *Specifications of design for geological hazard stabilization*^[1] and the *Technical code for building slope engineering*^[3] for different parameters " ϕ " and " δ ". The results show that the earth pressure distribution curve exerted on pile and plate along the axis of the pile plate is serrated and its value much less than code. Variation in parameter δ has a significant effect on the earth pressure and should not be overlooked in engineering design. Considering soil arching effects is more consistent with engineering mechanical characteristics.

Key words: prestressed anchor pile; earth pressure distribution; limit equilibrium method; three-dimensional soil arching

1 引 言

危岩治理工程中, 对于完整性较好的危岩常采用点锚法, 即在危岩块体上按一定的间距设置锚杆, 锚杆一端锚固于稳定岩层, 另一端通过锚墩将危岩锁住 (图 1)。危岩点锚的特点是: 各锚头纵横之间不设置横梁、肋柱及面板, 利用岩体完整性好的特点, 将其视为一刚体而仅靠若干“锚头+锚杆”体系将其锚固于稳定岩层中^[1]。

对于岩体完整性稍差的边坡治理工程, 常用格

构锚固技术 (图 2)。格构锚支护结构之所以不需要在格构梁间设置挡板, 除了岩土体自身的特性外, 关键还在于“锚杆+格构”体系在边坡岩土体内产生了两种效应^[2]: ①锚杆作用于岩土体内的压力产生的“应力扩散效应”; ②岩土颗粒在变形过程中, 因相互间产生“楔紧”作用而在格构梁间形成卸荷变形时的“土拱效应”。

对于岩体完整性较差的边坡治理工程, 常用桩锚支护体系。在目前预应力锚拉桩的设计计算中采用的传力方式为: 边坡土压力先作用到挡土板上

(或有条件地考虑水平土拱效应, 部分荷载直接传递到桩上), 再由挡土板传到桩上, 然后通过桩将力传到锚头, 进而通过锚索将其传递到稳定岩土层, 理论研究及工程实践表明, 对于预应力锚拉桩而言, 这种传力路径存在不甚合理的地方, 主要是由于锚索对边坡变形的约束作用及土的竖向拱效应, 使得一部分荷载实际上通过锚头直接传入稳定地层中而没有经过板、桩这两个中间环节^[3], 但目前的研究成果中还没有给出一种能衡量这种拱效应大小的方法。



图1 点锚危岩治理

Fig.1 Unstable rock strengthening by point anchor technology



图2 格构锚边坡支护

Fig.2 Slope retaining by frame anchor technology

国内外的许多学者通过室内试验、工程实测等方法, 对锚拉桩板支护结构的土压力分布规律进行了研究, 得出了土压力呈“R”形分布的结论, 这与传统土压力的线性分布结果有较大差异, 其中一个重要原因就是桩背竖向土拱的存在^[4-7]。理论研究方面, 陈页开^[8]通过分析认为, 在支撑位置与基坑开挖面之间, 由于墙体的挠曲变形, 墙后土压力有明显的降低, 产生“土拱效应”, 土拱效应与墙体的挠曲度有关, 围护墙的抗弯刚度越低, 墙体的挠曲度越大, 土拱效应越明显。王立明^[9]在对单锚支护结构进行研究时, 引入了“竖向土拱”的概念, 分析了其形成机制并指出, 桩锚支护结构在锚固点之

间和坑底之间存在土拱, 土拱的存在可以将支护桩外侧土体的部分土压力转移到锚固点和坑底, 从而减少桩的配筋, 减小桩径, 同时指出竖向土拱问题对多支点桩锚的土拱效应也可借鉴。

2 土压力计算模式的新思路

根据前述分析, 桩板墙产生挠曲变形, 引起了土压力重分布, 致使其传力路径部分发生了变化, 带来的直接影响是桩身及挡板的截面尺寸、配筋大小、混凝土用量等不同, 最终影响到结构的合理性及工程的经济性。

对于悬臂式抗滑桩土拱效应, 在水平推力作用下土层中存在水平卸荷拱已得到工程界的普遍认可; 对锚拉桩土拱效应, 竖向土拱效应的存在也得到了证实, 本文作者曾根据土拱效应产生的基本原理及工程实践, 同时借鉴边坡治理中的点锚原理和格构锚原理, 在前人水平土拱和竖向土拱等二维土拱研究成果的基础上, 对锚拉桩土拱效应进行了空间拓展, 提出了一种新的计算模型——三维土拱效应模型^[10], 即进一步将预应力作用下锚拉桩的土拱形态定义为“以各锚头为支点的空间土拱”, 土拱内的土压力作用于桩板上 (图3), 而土拱外的土压力则直接作用于锚头。

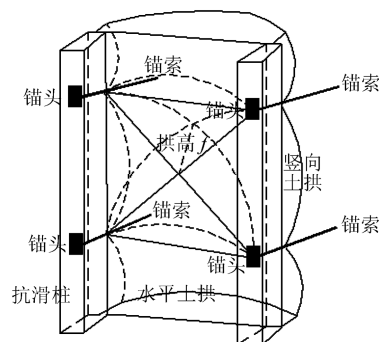


图3 三维土拱分布图式

Fig.3 Distribution diagram form of three-dimensional soil arching

空间土拱效应模型的特点在于考虑了预应力作用下压应力在土体内的扩散效应和桩板墙挠曲变形而引起的土压力重分布, 部分荷载直接传递到锚头, 减小了桩身及挡板的作用荷载, 进而使得其截面尺寸、配筋及混凝土用量等减小, 降低了工程造价。利用本文提出的空间土拱效应也可对危岩点锚原理和格构锚原理进行解释。当岩土体的抗剪能力差时须较大的土体塌落深度方可满足岩土体自身的内力重分布, 即形成的土拱的拱高 f 较大。岩土体

的抗剪能力很差时, 由于土体在锚头间产生绕流而不能形成土拱即土拱的拱高 f 远大于锚头间距, 相反, 岩土体的完整性较好时, 其抗剪能力也较高, 在拱高 f 很小的条件下即可形成土拱。对于危岩体的点锚原理, 可解释为岩体压力通过土拱效应直接传递到锚墩, 由于岩体的完整性好, 抗剪能力高, 而形成的土拱拱高 $f=0$, 即全部岩体压力均通过土拱传递到了锚墩, 危岩治理中的点锚土拱效应可认为是本文提出的空间土拱原理的一种特例。对于格构锚固而言, 由于锚杆间的土拱效应, 实际上传递到格构上的压力很小, 而是直接通过“锚墩+锚杆”体系传递到了稳定岩土体内, 格构的主要作用是协调该锚拉体系的空间整体性。

3 考虑土拱效应锚拉桩桩板所受土压力分析

根据前述论述, 桩板墙所受土压力的大小等于纵横锚头间土拱内土体所产生的下滑力的水平分力。本文利用 M.E.karah 提出的条带极限平衡法理论^[11], 将墙背和锚头间土拱内的塌落土体分成若干个厚度为 dy 的条带体, 通过任意一个单元体的静力平衡条件列出 1 阶非线性微分方程, 再由边界条件求出其沿墙背竖向的土压力强度分布解和土拱内的土压力合力为计算方便, 以下推导假定锚头纵横间距相等为 H 。

3.1 应力分析模型的建立

应力分析模型建立前假定: ①作用在桩板上的土压力 q 沿纵横方向呈均匀分布状态; ②空间土拱上仅存在压应力而无弯矩存在; ③不考虑锚点位移回缩对土拱效应的影响, 锚点为土拱的拱脚, 土拱位于锚点后。

假定坡顶水平, 坡顶面的均布荷载强度 q_0 , 墙背垂直, 将坐标原点设在纵横 4 个锚头所形成在如图 4 所示坐标系, 取一厚度为 dy 的微分单元体进行分析, 作用于该微分单元体上的力有

(1) 土体自重

$$dW = rSdy \quad (1)$$

式中: r 为土体的重度; S 为平行于 xoz 平面的任一微分体的面积:

$$S = \int_{-H}^H \left(1 - \frac{x^2 + y^2}{2H^2} \right) f dx = \left(\frac{5}{3}H - \frac{y^2}{H} \right) f \quad (2)$$

(2) 作用于微分单元体顶面的垂直压力为 $S\sigma_y$, 底面的垂直压力为 $S(\sigma_y + d\sigma_y)$ 。

(3) 土拱内的土体与混凝土挡板间的摩阻力

$$T_\delta = 2H\tau_\delta dy = 2H\sigma_z \tan \delta dy \quad (3)$$

土拱内外土体间的摩阻力:

$$T_\phi = (L + 2L'')\tau_\phi dy = (L + 2L'')\sigma_z \tan \phi dy \quad (4)$$

式中: δ 为土体与混凝土挡板间摩擦角; ϕ 为土体的内摩擦角; L 、 L'' 为平行于 xoz 平面的任一微分体的弧形边长 (图 4), 其表达式为

$$\left. \begin{aligned} L &= L_{A'O_2B'} = \sqrt{4H^2 + f^2} \\ L' &= L_{O_1O_2} = \left(1 - \frac{y^2}{2H^2} \right) f \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{当 } y=0 \text{ 时, } L' &= f \\ L'' &= L_{A'A''} = L_{B'B''} = \left(0.5 - \frac{y^2}{2H^2} \right) f \\ \text{当 } y=0 \text{ 时, } L'' &= 0.5f \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

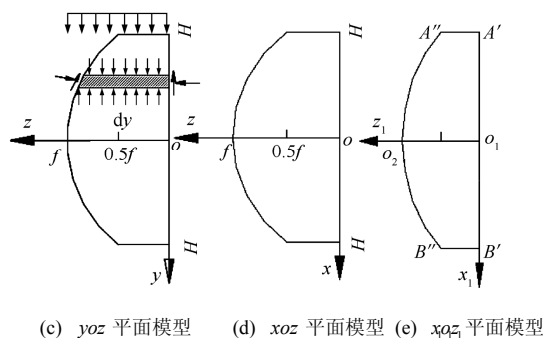
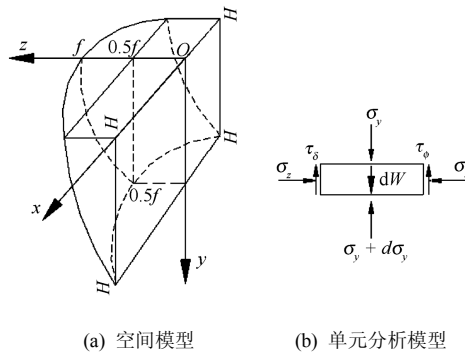


图 4 应力分析模型

Fig.4 The stress analysis model

根据上述 3 个力, 建立平衡方程:

$$T_\delta + T_\phi + Sd\sigma_y = dW \quad (7)$$

将式(2)~(4)代入式 (7), 可得

$$2H \tan \delta \sigma_z dy + (L + 2L'') \tan \phi \sigma_z dy + \left(\frac{5}{3}H - \frac{y^2}{H} \right) f \sigma'_y dy = rSdy \quad (8)$$

式中: $\sigma_z = \lambda \sigma_y$, 其中 λ 为土的侧压力系数。

将式 (5)、(6) 中各第 2 式代入式 (8), 经整

理后得到

$$\sigma'_y + \frac{2H \tan \delta + \left(\sqrt{4H^2 + f^2} + f \right) \tan \varphi - \frac{f}{H^2} \tan \varphi y^2}{\frac{5}{3}H - \frac{y^2}{H}} \cdot \frac{\lambda}{f} \sigma_y = r \quad (9)$$

3.2 平衡方程的解

解式(9)的1阶非线性偏微分方程,得到该方程的通解:

$$\sigma_y = \frac{r}{k} + C e^{-ky} \quad (10)$$

式中: C 为待定常数; 系数 k 为

$$k = 2\sqrt{\frac{3}{5}} \frac{\lambda}{f} (\tan \delta + \tan \varphi) + \left(1 - \frac{2}{15} \sqrt{15} \right) \frac{\lambda}{H} \tan \varphi \quad (11)$$

土的侧压力系数^[12]:

$$\lambda = \frac{\sigma_z}{\sigma_y} = \frac{1 + \sin^2 \varphi - 2\sqrt{\sin^2 \varphi - \tan^2 \delta \cos^2 \varphi}}{4 \tan^2 \delta + \cos^2 \varphi} \quad (12)$$

由边界条件 $y = -H$ 时, $\sigma_y = q_0$, 可得

$$C = \left(q_0 - \frac{r}{k} \right) e^{-kH} \quad (13)$$

进而得到式(9)的特解即土压力强度的竖向应力:

$$\sigma_y = \frac{r}{k} + \left(q_0 - \frac{r}{k} \right) e^{-k(y+H)} \quad (14)$$

由 $\sigma_z = \lambda \sigma_y$ 得到土压力强度的水平应力为

$$\sigma_z = \frac{\lambda r}{k} + \lambda \left(q_0 - \frac{r}{k} \right) e^{-k(y+H)} \quad (15)$$

土拱内的土压力合力为

$$E_a = \int_{-H}^H \sigma_z dy = \frac{2r\lambda H}{k} + \frac{\lambda}{k} \left(q_0 - \frac{r}{k} \right) (1 - e^{-2kH}) \quad (16)$$

合力作用点的高度(土压力合力距竖向锚头之间墙背底部的距离)为

$$H_a = \frac{\int_{-H}^H (H-y) \sigma_z dy}{E_a} = \frac{H - \left(q_0 - \frac{r}{k} \right) \left[\frac{1}{k} (1 - e^{-2kH}) - H (e^{-2kH} + 1) \right]}{2rH + \left(q_0 - \frac{r}{k} \right) (1 - e^{-2kH})} \quad (17)$$

4 锚拉桩桩板上的土压力分布规律对比分析

关于锚拉桩支护结构目前挡土压力的计算方法主要有两种:《重庆市地质灾害防治工程》^[1]推荐的筒仓法和《建筑边坡工程技术规范》^[3]

(简称规范法)推荐的矩形土压力分布法。为分析利用本文公式计算得到的土压力和上述两规范计算得到的土压力的关系,建立了如图5所示的计算模型,该边坡高12 m,直立切坡,采用预应力锚拉桩进行支护,竖向共布置4排锚索,可形成5个土拱。

由式(12)可以看出,土的侧压力系数 λ 的大小取决于 ϕ 、 δ 值,而土拱的拱高 f 值取决于 H 、 ϕ 值的大小^[10],故 σ_z 仅与土体的重度 r 、内摩擦角 ϕ 、外摩擦角 δ 、拱顶荷载 q_0 及锚头间距 $2H$ 有关。土的重度 r 及锚头间距 $2H$ 变化引起的土压力变化规律与经典土压力理论相同,此处不做分析,重点讨论参数 ϕ 及 δ 的变化对土拱内的土压力的影响。

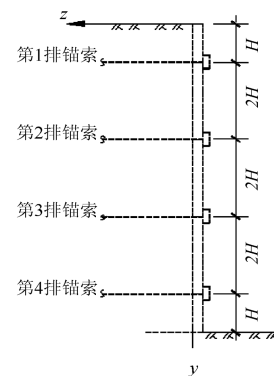


图5 土压力分析模型

Fig.5 Earth pressure analysis model

4.1 土压力随内摩擦角 ϕ 的变化规律

假定其他参数保持不变,即令土的重度 $r = 19 \text{ kN/m}^3$,边坡的坡顶荷载 $q_0 = 0 \text{ kN/m}^2$,锚头间距 $2H = 3 \text{ m}$,参数 ϕ 、 δ 按如下3种工况从小值逐渐增大,按本文推导得到的式(15)及《地灾规范》中的“筒仓法”和《边坡规范》法计算得到土压力强度 σ_z 沿墙背的变化曲线如图6所示,计算得到的土压力合力 E_a 随 ϕ 的变化曲线如图7所示,其中工况1: $\phi = 20^\circ$, $\delta = 10^\circ$; 工况2: $\phi = 30^\circ$, $\delta = 15^\circ$; 工况3: $\phi = 40^\circ$, $\delta = 20^\circ$ 。

分析图6~7的变化曲线图,有如下规律:

(1) 沿墙身竖向从坡顶到坡底,按本文公式计算得到挡土压力强度 σ_z 分布规律与筒仓法及边坡规范法有所不同,筒仓法及边坡规范法计算得到的土压力强度 σ_z 呈梯形分布,而本文计算得到的 σ_z

沿墙背竖向从坡顶到坡底总的来看呈锯齿状分布,对于相邻竖向锚头间的土拱则近似呈三角形分布,锚头位置处 σ_z 存在应力突变现象,锚头以上靠近锚头位置处,挡板土压力达到最大值,而锚头以下靠近锚头位置处,挡板土压力则较小,接近于0。

与筒仓法及边坡规范法相比,按本文公式计算得到的土压力强度 σ_z 值明显小得多, $\phi=20^\circ$ 时, $\sigma_{z\max}=13\text{ kPa}$; $\phi=30^\circ$ 时, $\sigma_{z\max}=7.5\text{ kPa}$; $\phi=40^\circ$ 时, $\sigma_{z\max}=4.4\text{ kPa}$ 。分别为筒仓法计算值的57%、50%及44%和为边坡规范法计算值的23%、20%及18%。计算结果同时表明, ϕ 、 δ 对土压力强度 σ_z 的变化有较为明显的影响,随着 ϕ 、 δ 值的提高,桩板所分担的荷载比例降低,说明土拱效应增强。

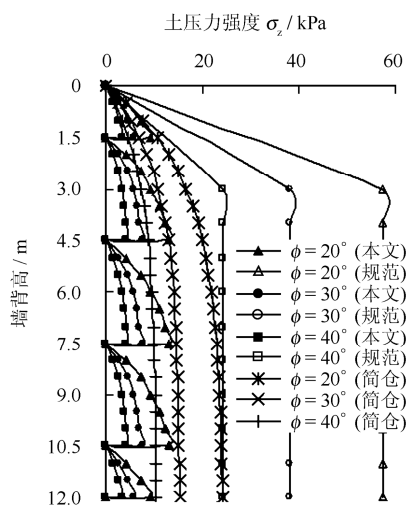


图6 ϕ 变化时 σ_z 沿墙背的变化曲线
Fig.6 Variation curves of σ_z along wallback with ϕ variations

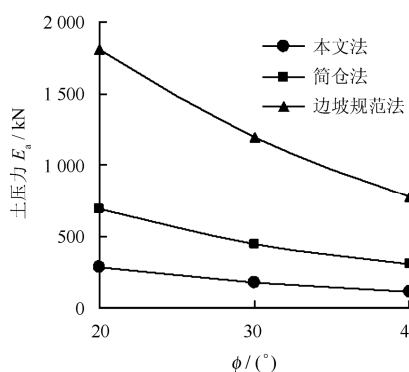


图7 E_a 随 ϕ 变化曲线
Fig.7 Relation curves between E_a and ϕ

(2) 土压力合力 E_a 随 ϕ 增大而减小。当 $\phi=20^\circ$ 时, $E_a=278.4\text{ kN}$; 当 $\phi=30^\circ$, $E_a=169.5\text{ kN}$; 当 $\phi=40^\circ$, $E_a=103.4\text{ kN}$, 分别为筒仓法计算值的40.5%、38.4%、34.5%, 分别为边坡规范法计算值

的15.4%、14.2%、13.4%, 考虑空间土拱效应后,按本文公式计算得到的桩板墙所受土压力合力 E_a 有明显减小。

4.2 土压力随外摩擦角 δ 的变化规律

假定其他参数保持不变,即令 $r=19\text{ kN/m}^3$, $q_0=0$, $2H=3\text{ m}$, $\phi=30^\circ$, 参数 δ 分别取为 0° 、 15° 、 30° , 按本文推导公式及筒仓法和规范法计算得到土压力强度 σ_z 沿墙背的变化曲线如图8所示,计算得到的土压力合力 E_a 随 δ 的变化曲线如图9所示。

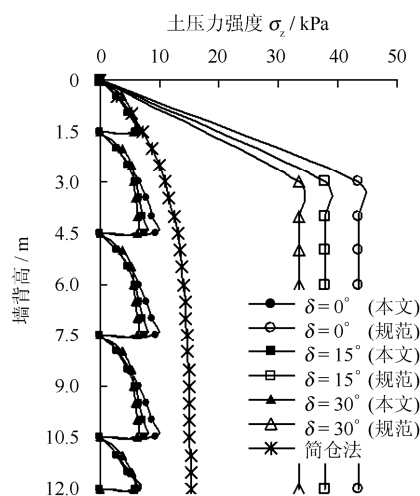


图8 δ 变化时 σ_z 沿墙背的变化曲线
Fig.8 Variation curves of σ_z along wallback with δ variations

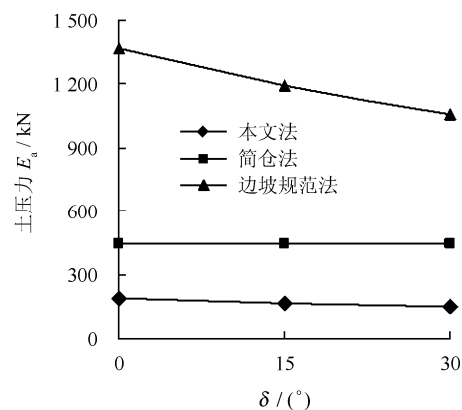


图9 E_a 随 δ 变化曲线
Fig.9 Relation curves between E_a and δ

分析图8~9变化曲线有如下规律:

(1) 根据本文公式计算的结果表明,随着 δ 的增大,土压力强度 σ_z 减小,这一规律与边坡规范计算结果的变化规律相同,而《重庆市地质灾害防治工程设计规范》^[1]推荐的筒仓法土压力强度计算值的大小,没有考虑墙土间的摩擦力,与 δ 参数的变化无关,这与实际情况是存在差别的。

(2) 由曲线可知, 按照本文公式的计算结果, 当 $\delta=0$ 时, $\sigma_{z\max}=9.3$ kPa; 当 $\delta=15^\circ$ 时, $\sigma_{z\max}=7.5$ kPa; 当 $\delta=30^\circ$ 时, $\sigma_{z\max}=6.1$ kPa; 分别为筒仓法计算值的 62%、50%及 41%; 分别为边坡规范法计算值的 21%、20%及 18%。 δ 的增大有利于土拱效应的充分发挥。

(3) 土压力合力 E_a 随 δ 增大而减小。 $\delta=0$ 时, $E_a=191.9$ kN; $\delta=15^\circ$ 时, $E_a=169.4$ kN; $\delta=30^\circ$ 时, $E_a=153.4$ kN, 分别为筒仓法计算值的 43.5%、38.4%、34.8%, 分别为边坡规范法计算值的 14.0%、14.2%及 14.4%。

4.3 合力作用点的高度 H_a 的变化规律

由式 (17) 计算得到单个土拱内的土压力合力 E_a 的作用点高度 H_a 随 ϕ 及 δ 的变化曲线如图 10、11 所示。分析 H_a 变化曲线图有如下规律: δ 的变化对 $H_a/2H$ 的大小有一定的影响, 当 $\delta=0$ 时, $H_a/2H=0.37$; 当 $\delta=30^\circ$ 时, $H_a/2H=0.43$, 与库仑理论的 $H_a/2H=0.33$ 相比有所提高, 且 $H_a/2H$ 是一随 δ 变化而变化的变量而非库仑理论的定值, 主要原因在于本文得到的土压力沿墙背呈非线性分布而非库仑理论的线性增加。与 δ 值的变化对 $H_a/2H$ 的影响相比, 改变 ϕ 值对 $H_a/2H$ 基本没有影响, 当 ϕ 从 $10^\circ\sim 40^\circ$ 时, $H_a/2H\approx 0.37$ 。

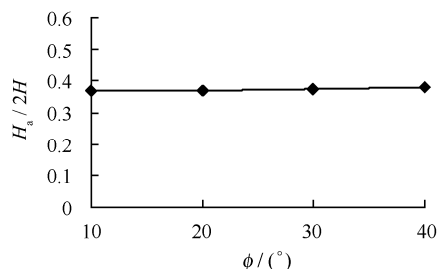


图 10 H_a 随 ϕ 的变化曲线

Fig.10 Relation curves between H_a and ϕ

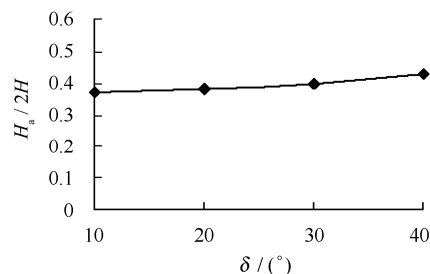


图 11 H_a 随 δ 的变化曲线

Fig.11 Relation curves between H_a and δ

5 三维土拱效应的工程实现

要到达前述理论分析的空间土拱效应, 前提

是桩板产生一定的挠曲变形, 才会有土拱的存在。由于桩间板的平面外刚度较小, 在土压力作用下产生相对于锚头的变形是容易实现的。是问题桩身的刚度仍较大, 荷载作用下产生的挠曲变形太小时土拱效应将得不到充分的发挥, 因此, 设计时应尽可能地减小桩身截面尺寸设计成柔性桩, 对于人工挖孔桩, 可以通过采用适当的构造处理措施来实现:

①增设牛腿; ②桩身内侧放置泡沫板, 如图 12 所示。

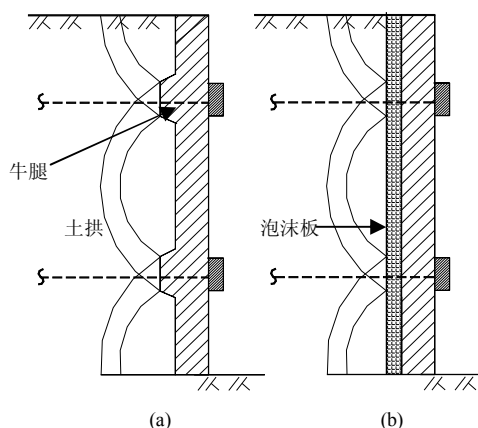


图 12 桩身构造措施

Fig.12 Pile construction measures

6 结 论

(1) 桩板上所受土压力呈锯齿状分布, 土压力强度远小于按目前规范法计算得到的应力值, 对于节约工程造价具有现实意义;

(2) 岩土体参数 ϕ 及 δ 对土压力的大小有明显影响, 工程设计中不应忽略 δ 对减小土压力的贡献。

(3) 土压力强度呈非线性分布, 其合理作用点位置随参数 ϕ 及 δ 的变化而变化, 有别于经典土压力理论。

参 考 文 献

- [1] 重庆市建设委员会, 重庆市国土资源和房屋管理局. DB50/5029—2004 地质灾害防治工程设计规范[S]. 重庆: [出版社不详], 2004.
- [2] 祝启坤, 覃雯, 盛建豪. 非预应力格构锚固机制与优化设计研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(7): 2173—2178.
ZHU Qi-kun, QIN Wen, SHENG Jian-hao. Study of mechanism and optimization design of non-prestressing frame anchor[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, 31(7): 2173—2178.
- [3] 中华人民共和国建设部. GB50330—2002 建筑边坡支护技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [4] 谭跃虎, 钱七虎. 作用于支护结构的土压力测试与分

- 析[J]. 建筑技术, 1998, 18(增刊): 250—252.
- TAN Yue-hu, QIAN Qi-hu. Earth pressure testing and analysis of acting on retaining walls[J]. **Architecture Technology**, 1998, 18(Supp.): 250—252.
- [5] 刘晓平, 何海胜. 柔性挡土结构的非线性有限元分析[J]. 长沙交通学院学报, 1992, 8(2): 92—98.
- LIU Xiao-ping, HE Hai-sheng. Non-linear finite-element analysis of flexible retaining walls[J]. **Journal of Changsha Communications University**, 1992, 8(2): 92—98.
- [6] ROWE P W. A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls[C]//Proceeding of Institution of Civil Engineers. London: [s. n.], 1955, 32—69.
- [7] ROWE P W. Sheet-pile walls subject to line resistance above the anchorage[C]//Proceeding of Institution of Civil Engineers. London: [s. n.], 1957, 879—896.
- [8] 陈页开. 挡土墙上土压力的实验研究与数值分析[博士学位论文 D]. 杭州: 浙江大学, 2001.
- [9] 王立明, 高广运, 郭院成. 考虑竖向土拱的桩锚与土钉的联合支护[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊): 1481—1484.
- WANG Li-ming, GAO Guang-yun, GUO Yuan-cheng. Retaining structures combined pile-anchor with soil nails considering vertical soil arch[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(Supp.): 1481—1484.
- [10] 李成芳, 叶晓明, 熊启东. 基于三维土拱效应的预应力锚拉桩锚头间距确定[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 825—830.
- LI Cheng-fang, YE Xiao-ming, XIONG Qin-dong. Determination of suitable anchorhead spacing of pre-stressed anchor pile based on three-dimensional soil arching effect[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(3): 825—830.
- [11] 王仕传, 黄茂松. 几种土压力分析方法回顾与比较[J]. 勘察科学技术, 2003, (3): 6—9.
- WANG Shi-chuan, HUANG Mao-song. A review of several analytical methods of earth pressure and comparisons between each other[J]. **Site Investigation Science and Technology**, 2003, (3): 6—9.
- [12] 叶晓明. 柱板结构挡土墙板上的土压力计算方法[J]. 地下空间, 1999, 19(2): 142—146.
- YE Xiao-ming. Calculation of soil pressure on column-panel structure type retaining wall[J]. **Underground Space**, 1999, 19(2): 142—146.

上接第 1663 页

- SHI Da-min, WU Li-yun. Exploration of research on grouting parameters[J]. **Mine Technology**, 1986, (2): 14—16.
- [6] 杨晓东, 刘嘉材. 水泥浆材灌入能力研究[M]//水利水电科学研究院科学研究论文集. 北京: 水利电力出版社, 1985.
- [7] WITTKE W. 采用膏状稠水泥浆注浆新技术[M]//现代灌浆技术译文集. 北京: 水利电力出版社, 1991.
- [8] LOMBARDI G. 水泥注浆浆液是稠好还是稀好[C]//现代注浆技术译文集. 北京: 水利电力出版社, 1991.
- [9] HASSLER L, STILLE H, HAKANSSON U. Simulation of grouting in Jointed rock[C]//Proceedings of the 6th International Congress on Rock Mechanics. Rotterdam: Balkema, 1987.
- [10] HASSLER L. Computer-simulated flow of grouts in jointed rock[J]. **Tunneling and Underground Space Technology**, 1992, 7(4): 441—446.
- [11] 阮文军. 基于浆液粘度时变性的岩体裂隙注浆扩散模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(15): 2709—2714.
- RUAN Wen-jun. Spreading model of grouting in rock mass fissures based on time-dependent behavior of viscosity of cement-based grouts[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(15): 2709—2714.
- [12] 罗平平, 李志平, 范波, 等. 倾斜单裂隙宾汉浆液流动模型理论研究[J]. 山东科技大学学报, 2010, 29(1): 43—47.
- RUO Ping-ping, LI Zhi-ping, FAN Bo, et al. Theoretical study on flow model for tilted single fracture Binghamian grout[J]. **Journal of Shandong University of Science and Technology**, 2010, 29(1): 43—47.
- [13] 任克昌. 在动水中化学浆液的流动规律和注浆方法[J]. 水利水电技术, 1982, (7): 57—62.
- REN Ke-chang. Diffusing and grouting method of chemical grout with flowing water[J]. **Water Resources and Hydropower Engineering**, 1982, (7): 57—62.
- [14] 郑玉辉. 裂隙岩体注浆浆液与注浆控制方法的研究[博士学位论文 D]. 吉林: 吉林大学, 2005.