

周德泉,胡汉卿,王艳华,等.考虑位移的PC桩主动土压力计算方法探索[J].湖南科技大学学报(自然科学版),2025,40(4):40-49. doi:10.13582/j.cnki.1672-9102.2025.04.005

ZHOU D Q, HU H Q, WANG Y H, et al. Calculation Search of Active Earth Pressure of PC Pile Considering Displacement[J]. Journal of Hunan University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2025, 40(4):40-49. doi:10.13582/j.cnki.1672-9102.2025.04.005

考虑位移的PC桩主动土压力计算方法探索

周德泉¹,胡汉卿¹,王艳华²,周毅^{1,4},夏旺³,王创业¹,刘宏利^{1*}

(1.长沙理工大学土木与环境工程学院,湖南长沙410114;2.中国路桥工程有限责任公司,北京100011;
3.中铁七局集团第四工程有限公司,湖北武汉430074;4.湖南建设投资集团有限责任公司,湖南长沙410004)

摘要:为研究PC桩主动土压力与位移的关系,进而评估基坑开挖过程中PC桩的安全性,采用分段拟合函数建立考虑位移的挡土结构主动土压力计算公式,对比实验数据验证公式的有效性,定义钢管桩直径 D 与钢板桩宽度 W 的比值为PC桩的形状系数,采用FLAC^{3D}有限差分软件建立PC桩基坑开挖有限元模型,分析在开挖条件下PC桩截面形状对横向土压力分布的影响,并据此引入形状修正系数,得到考虑PC桩形状的主动土压力计算公式.研究表明:采用分段拟合方法建立的考虑位移的非极限主动土压力计算公式,能够反映表面平整的挡土结构非极限主动土压力与位移的关系,随位移的增加,PC桩钢板部分与钢管部分横向土压力产生差异;当形状系数为1时钢板部分所受土压力大于钢管部分,当形状系数为2,3时钢管部分所受土压力大于钢板部分.钢管侧达到主动状态时的土压力随形状系数的增大而减小,钢板侧达到主动状态时的土压力随形状系数的增大而增大.钢管桩直径与钢板桩宽度之比及埋深影响PC桩形状效应,比值相同时,形状效应随深度增大而减弱,引入形状修正系数能够反映PC桩不同部分横向土压力差异.实际工程中,PC桩各深度处的水平位移可依据深层水平位移测试仪测量,再依据公式计算土压力进而得到桩身弯矩分布,评估开挖过程PC桩安全性.

关键词:基坑工程;PC桩;形状效应;主动土压力;数值模拟

中图分类号:TU 432 **文献标志码:**A **文章编号:**1672-9102(2025)04-0040-10

Calculation Search of Active Earth Pressure of PC Pile Considering Displacement

ZHOU Dequan¹, HU Hanqing¹, WANG Yanhua², ZHOU Yi^{1,4}, XIA Wang³, WANG Chuangye¹, LIU Hongli¹

(1. College of Civil and Environmental Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China;

2. China Road & Bridge Corporation, Beijing 100011, China;

3. The Fourth Engineering Co., Ltd., China Railway Seventh Group, Wuhan 430074, China;

4. Hunan Construction Investment Group co., LTD., Changsha 410004, China)

Abstract: In order to investigate the relationship between active earth pressure and displacement of PC piles, and subsequently evaluate the safety of PC piles during foundation pit excavation, a sectional fitting function is employed to establish a calculation formula for active earth pressure in retaining structures considering displacement. The effectiveness of this formula is verified by comparing it with experimental data. The ratio of steel pipe pile diameter (D) to steel sheet pile width (W) is defined as the shape coefficient of PC piles. A

收稿日期:2025-03-21

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52278329);湖南省交通运输厅科技项目资助(202019;202247);湖南省研究生科研创新项目资助(CX20220875);长沙理工大学研究生科研创新项目资助(CXCLY2022042)

*通信作者,E-mail:742926438@qq.com

finite element model using FLAC^{3D} finite difference software is developed to analyze the influence of PC pile section shape on lateral soil pressure distribution under excavation conditions. The results indicate that the proposed calculation formula for non-limiting active earth pressure considering displacement accurately reflects the relationship between non-limiting active earth pressure and displacement in retaining structures with flat surfaces. As displacement increases, there are differences in lateral earth pressures between the steel plate part and steel pipe part of PC piles. When the shape coefficient is 1, the earth pressure on the steel plate side exceeds that on the steel pipe side, however, when it is 2 or 3, the opposite result occurs. The active state earth pressure on the steel pipe side decreases with increasing shape coefficient, while that on the steel plate side increases accordingly. Additionally, both depth and ratios between diameters of steel pipe piles and widths of steel sheet piles affect shape coefficients for PC piles. Specifically, when these ratios are equal, higher depths result in lower shape coefficients, introducing a shape correction coefficient allows for differentiation in lateral earth pressures among different parts of PC piles. In practical engineering, the horizontal displacement of PC piles at different depths can be measured using a deep horizontal displacement tester. The soil pressure can then be calculated using a formula to obtain the distribution of bending moment in the pile, which enables evaluation of the safety of PC piles during excavation.

Keywords: foundation pit engineering; PC pile; shape effect; active earth pressure; numerical simulation

随着经济社会快速发展及城市化进程加快,建设用地日趋紧张,地下建设工程项目的数量和规模不断增大,选择水平承载力大、阻水挡土能力强的支护结构形式非常关键.PC(Pipe-Combination)桩由钢管桩和钢板桩两部分组成,钢管与钢板之间通过锁扣相互连接,可以有效地形成挡土和防渗结构,避免钻孔灌注桩施工效率低、不可回收利用等缺点.作为一种新型支护结构,PC桩在长沙香炉洲大桥、暮(云)坪(塘)大桥主墩桩基础围堰和香港国际机场东区基坑等工程中得到广泛应用.PC桩在桩后土压力作用下产生挠曲变形,引起土压力的重分布,计算难度增加,如果不进行合理的结构设计及基坑监测,会导致PC桩围护结构发生过大的弯曲变形,造成严重的安全隐患.正确认识PC桩土压力与实际位移的内在联系,准确计算PC桩所受土压力是进行支护结构设计^[1-2]的关键点之一.

挡土结构土压力与位移的分析包括水平条分法、拟合公式法、有限差分法等.张云舒等^[3]基于工程监测,探究PC工法桩基坑开挖过程中的变形规律,认为在基坑开挖初期,桩身变形沿深度方向减小,后随深层土体的开挖,表现出先增大后减小的变化趋势,呈弓形的变形特点;PENG^[4]基于水平条分法计算刚性挡墙主动土压力,推导出了主动土压力非线性分布方程;刘杰锋等^[5]基于薄层单元法,假定墙后形成的圆弧形土拱产生土拱效应,推导主动土压力分布、合力大小和滑裂面倾角的计算公式;CHEN等^[6]基于典型的FEM分析和解析推导,提出了底部旋转的刚性挡土墙上主动土压力的解析解;李明^[7]基于工程实测,采用统计分析的理念,提出朗肯主动土压力接近度的概念,采用Beta分布描述主动土压力的分布规律,提出一种适用于软土深基坑的主动土压力计算模型;张常光等^[8]基于挡墙位移土压力规律与数学拟合方法,将Sigmoid函数用于描述挤压或松弛应力与挡墙位移关系,提出考虑挡墙位移的土压力数学拟合新方法;刘孟帅等^[9]基于非线性土弹簧模型,采用有限差分法求解基坑开挖中土压力改变引起的围护结构水平位移,并与弹性地基梁法结合,建立土压力与围护结构水平位移的耦合关系.针对支护结构形状效应,LI等^[10]基于微分单元法提出了一种计算桩间挡板主动土压力的方法,经过与试验结果和其他计算方法对比,发现该方法准确度较高,建议板的净跨取桩径的1.5~1.7倍;韦实等^[11]基于模型试验研究PC桩变形特性,认为PC桩的凹凸状截面特性影响墙侧土压力的分布形式,当桩身变形较小时,支护侧PC桩凸出部分的土压力值大于凹处,当桩身挠度较大时,则凸出部分的土压力值小于凹处.

现有针对挡土结构的位移-土压力拟合公式大多由单一类型函数拟合,局部差异可能过大,拟合公式复杂,参数难以求得,针对PC桩形状的横向土压力分布的研究少见.基于拟合公式法分段拟合挡土结构的土压力-位移曲线,开展数值模拟,分析PC桩的形状效应,研究考虑位移的PC桩主动土压力计算方法.

1 考虑位移的主动土压力计算方法

1.1 拟合模型建立

研究^[12]表明,作用在挡土结构物上的土压力随着挡土结构物的变形而变化.工程中,土压力介于极限土压力(主动土压力 p_a ,被动土压力 p_p)与静止土压力 p_0 之间,与挡土结构位移关系呈非线性.基于桩土相互作用的基础理论^[13],线性变形、弹塑性变形、破坏等 3 个变形阶段将松弛应力与位移的关系近似分为 2 种区域来模拟,即线性区域与非线性区域,如图 1(a)所示.挡土结构由静止状态偏离土体位移,土压力衰减的值称为松弛应力 p_r ,所受的土压力为主动状态下的非极限土压力 p_a^* ;同理,挡土结构朝向土体位移,土压力增加的值称为挤压应力 p_s ,所受土压力为被动状态下的非极限土压力 p_p^* ,松弛应力与挤压应力统称为附加土压力,如图 1(b)所示.

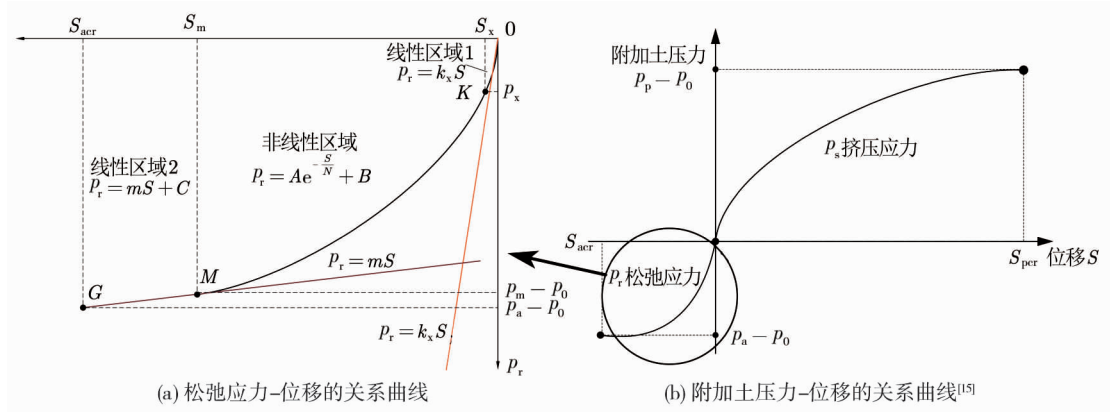


图 1 土压力-位移的关系曲线

松弛应力与位移的关系曲线可以近似用分段拟合函数模拟.文献[14]认为土压力-位移关系与指数函数接近,为达到更好的拟合效果,将其中抛物线拟合段调整为指数函数拟合,并调整相应系数,即用式(1)表示松弛应力 p_r 和位移 S 之间的关系.

$$\begin{cases} p_r = k_x S, S_k < S < 0; \\ p_r = A e^{-\frac{S}{N}} + B, S_m \leq S < S_k; \\ p_r = mS + C, S_{acr} \leq S < S_m. \end{cases} \quad (1)$$

式中: k_x 为卸载模量; p_a, p_0 为朗肯主动土压力、静止土压力; S_k, S_m 为交界点位移; $A = p_0 - p_a + mS_m$; $B = p_m - p_0 - A e^{-\frac{S_m}{N}}$; $C = p_m - p_0 - mS_m$; $m = \frac{p_a - p_m}{S_{acr} - S_m}$; $N = \frac{p_0 - p_m}{p_0} S_m$.

1.2 参数确定

1.2.1 卸载模量 k_x 的确定

基坑开挖过程中,墙背土体单元侧向卸载,故将基于侧向卸载条件下土体的应力-应变曲线所得到的初始切线弹性模量^[15]作为线性区域 1 拟合函数的斜率 k_x ,见式(2).

$$k_x = k p_a \left(\frac{\sigma_{ac}}{p_a} \right)^n. \quad (2)$$

式中: k, n 为侧向卸载三轴压缩试验所得 $\lg(E_i/p_a)$ 和 $\lg(\sigma_{ac}/p_a)$ 拟合直线的截距和斜率; σ_{ac} 为固结时的轴向应力; p_a 为朗肯主动土压力.当缺乏侧向卸载三轴试验数据时可采用经验公式(3)^[16]估算 k_x .

$$k_x = \alpha \frac{E_s}{(1 + \nu)}. \quad (3)$$

式中: α 为修正系数,建议砂土取 0.6~0.8,黏土取 0.5~0.7; E_s 为土体的压缩模量; ν 为泊松比.

1.2.2 土体主动状态位移量 S_{acr} 的确定

在土压力与位移的数学拟合公式中,对应主动土压力的挡墙极限位移量是一个关键物理量,一般通过实验获得.实验土体达到极限平衡状态所需的位移量,见表1.

表1 土体达到主动状态所需位移量

土体	位移形态	主动状态位移量 S_{acr}	依据
密砂/松砂/黏土	T/RB	$0.001H \sim 0.005H$	BOWLES ^[16]
粉砂/矿渣	RB	$0.003H \sim 0.008H$	MATSUO 等 ^[17]
松砂/中砂/粉土	T/RB	$0.001H \sim 0.004H$	CLOUGH 等 ^[18]
压实黏性土	T/RB/RT	$0.009H \sim 0.010H$	岳祖润等 ^[19]

注: H 为挡土结构高度;3种位移形态指平移形态T、绕墙底转动RB、绕墙顶转动RT

1.2.3 交界点 G, M, K 的取值

G 点坐标为 $(S_{acr}, p_a - p_0)$.为达到较好的拟合效果,线性区域与非线性区域交界点 M, K 的取值极为重要, M 点处于非极限状态,变形增大后的松弛应力与位移接近于线性变化.根据非极限状态摩擦角与位移的关系,挡土结构与土体间的摩擦角 δ 与土体内摩擦角 φ 随位移逐渐发挥出来,直至达到最大值,FANG^[20]认为 δ 先于 φ 达到最大值,当 δ 达到最大值而 φ 未达到最大值,土压力的变化趋于平缓,故将 M 描述为墙土摩擦角达到极限值而土内摩擦角未达到极限值的点,参考试验结果[20],当实际位移达到极限位移的0.55倍时,墙土摩擦角达到最大,故取 M 的横坐标为 $0.55S_{acr}$,而 M 点的纵坐标为 $p_m - p_0$, p_m 为非极限主动土压力, p_m 参考李镜培等^[21]非极限主动土压力计算公式,见式(4).

$$p_m = \frac{\gamma z \cos^2 \varphi_m}{\cos \delta_m \left(1 + \frac{|\sin \varphi_m|}{\sin \varphi_m} \sqrt{\sin^2 \varphi_m + \tan \delta_m \sin \varphi_m \cos \varphi_m} \right)^2}. \quad (4)$$

式中: γ 为土重度; z 为挡土结构某点到顶点的距离; δ_m, φ_m 为非极限状态时的墙土摩擦角和土体内摩擦角.为简化计算,建立 δ_m, φ_m 与土体位移 S 之间的关系为

$$\begin{cases} \tan \varphi_m = \tan \varphi_0 + \eta (\tan \varphi - \tan \varphi_0); \\ \tan \delta_m = \tan \delta_0 + \eta (\tan \delta - \tan \delta_0). \end{cases} \quad (5)$$

式中: $\eta = S_m / S_{acr} = 0.55$,墙土极限摩擦角 δ 和墙土初始摩擦角 δ_0 与土的内摩擦角 φ 有关,取 $\delta = 2/3\varphi$ ^[22], $\delta_0 = 1/2\varphi$ ^[22],同文献[23]假设,正常固结土在静止状态时,若不考虑初始状态时墙土摩擦角 δ_0 的影响,则

$$\varphi_0 = \arcsin \left(\frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right). \quad (6)$$

若考虑初始状态时墙土摩擦角 δ_0 的影响, φ_0 可由式(7)求解.

$$\frac{1}{K_0} = \left[\frac{1}{\cos \varphi_0} + (\tan^2 \varphi_0 + \tan \varphi_0 \tan \delta_0)^{1/2} \right]^2. \quad (7)$$

正常固结土 $K_0 = 1 - \sin \varphi$.

由上述条件可得出非线性区域以及线性区域1拟合函数表达式中的各个参数值,通过联立两函数即可确定 K 点的坐标.

$$\begin{cases} p_k - p_0 = k_x S_k; \\ p_k - p_0 = A e^{-\frac{S_k}{N}} + B. \end{cases} \quad (8)$$

综上,由 $p_r = p - p_0$ 获得考虑位移的非极限主动土压力计算公式为

$$\begin{cases} p_a^* = k_x S + p_0, 0 \leq S < S_k; \\ p_a^* = A e^{-\frac{S}{N}} + B + p_0, S_k \leq S \leq S_m; \\ p_a^* = mS + C + p_0, S_m \leq S < S_{acr}. \end{cases} \quad (9)$$

式中: p_a^* 为非极限主动土压力。

1.3 算例分析

为验证上述考虑位移的非极限主动土压力计算公式的合理性,取伍露露^[24]模型试验结果加以验证。模型装置与试验采用的建筑用砂详细参数见文献[24],主要参数:参照表 1 取主动极限位移为 $0.004H = 4 \text{ mm}$,实际干重度为 16.2 kN/m^3 ,砂土的内摩擦角 $\varphi = 32.61^\circ$ 。由于试验土样缺少侧向卸载三轴实验数据,采用孙岳崧等^[25]三轴试验中砂土 $\sigma_1 = c$ 试验应力-应变关系曲线的数据求得深度 0.15 m 处 $K_x = 1.528 \text{ kN/mm}^3$, $p_m = 0.781 \text{ kPa}$, $A = 0.738$, $N = -1.077$;深度 0.30 m 处 $K_x = 2.638 \text{ kN/mm}^3$, $p_m = 1.094 \text{ kPa}$, $A = 1.080$, $N = -0.906$ 。由于松弛应力与位移的关系曲线通过原点,为便于作图、观察,将以上参数代入式(1)计算得到深度 0.15 m 与 0.30 m 处松弛应力与位移的关系曲线与试验数据对比分析,见图 2。对比可知:当 $0 < S < S_k$ 时, 0.15 m 与 0.30 m 处的理论值与试验值吻合较好;当 $S_k < S < S_m$ 时, 0.15 m 处的理论值均比试验值小, 0.30 m 处的理论值与试验值吻合较好;当 $S_m < S < S_{act}$ 时, 0.15 m 与 0.30 m 处的理论值均大于试验值。总体上,理论值和实测值的分布趋势和大小基本吻合,采用式(9)计算非极限主动土压力是可行的。

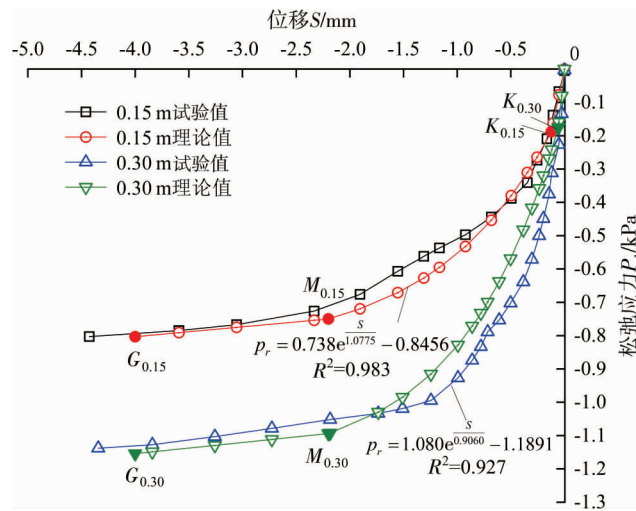


图 2 松弛应力随位移变化规律对比

2 PC 桩形状效应

离心试验^[26]发现钢板桩截面形状影响土压力分布,当桩体远离土体运动时,桩体迎土面凹处土压力大于凸处。PC 桩是由钢管桩与钢板桩组合而成,其横截面几何特征与钢板桩类似,都包含凸处与凹处。韦实等^[11]开展模型试验,认为 PC 桩的变形分为锁口接头连接作用占主导、形状效应占主导等 2 个阶段。为研究土压力分布形状效应,用钢管桩直径 D 与钢板桩宽度 W 的比值作为 PC 桩的形状系数,开展数值实验,研究 PC 桩形状系数对桩后主动土压力分布的影响规律。

2.1 数值模型

采用 FLAC^{3D} 建模、双屈服面^[27]本构模型,该本构模型的应力-应变关系采取了 KONDNER^[28]建议的双曲线形式,能考虑土体非线性应力-应变关系和模量随围压而提高的特性,模型中需要设置的接触面参数主要有法向刚度 k_n 、剪切刚度 k_s 以及接触面上的 c 和 φ 值,如表 2 所示,模型尺寸(长×宽×高)为 $1420 \text{ mm} \times 750 \text{ mm} \times 1100 \text{ mm}$ 。模型土为砂土,重度为 19.6 kN/m^3 、泊松比为 0.3、内摩擦角为 35° 。暂不考虑桩土摩擦影响。开挖 5 次,每次 100 mm ,平板厚度为 14 mm ,PC 桩忽略锁扣形状影响。如图 3 所示,模型桩原型选用工程上常用的拉森 IV 型钢板桩与不同直径的钢管桩“1+1”组合形式,简化锁扣部分为平面,钢管桩直径 D 和钢板桩宽度 W 的比值作为 PC 桩的形状系数,共开展 5 组不同形状系数的开挖模拟,并与平板模拟结果对照。模型桩参数见表 3。

表 2 接触面参数

法向刚度/GPa	切向刚度/GPa	黏结力/Pa	摩擦角/(°)
660	660	3×10^4	15

表 3 模型桩参数

模型桩号	钢板桩宽度/mm	钢管桩直径/mm	形状系数(D/W)	钢板桩厚度/mm	桩长/mm	弹性模量/GPa
M1	20	20	1	5	1 000	220
M2	20	30	1.5	5	1 000	220
M3	20	40	2	5	1 000	220
M4	20	50	2.5	5	1 000	220
M5	20	60	3	5	1 000	220

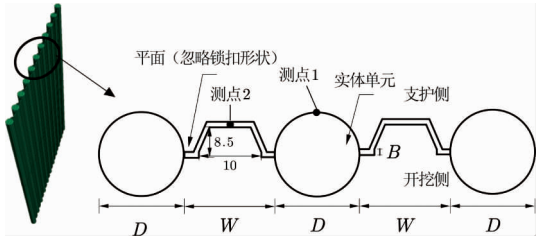


图 3 模型桩截面尺寸及测点布置

2.2 形状系数对土压力的影响

2.2.1 土压力大小与桩身位移的关系

图 4(a)和图 4(b)分别为深度 0.2 m 处不同形状系数的钢管部分土压力(p_1)与钢板部分土压力(p_2)随位移变化曲线.分析可知:当桩身位移达到 6~7 mm 时,即桩长 6‰~7‰时,土体达到主动极限状态,这与 PC 桩试验结果文献[11]相近;朗肯理论值为 0.98 kPa,两部位的土压力与位移关系呈现非线性,土压力随位移的增加而逐渐减小,钢管侧与钢板侧达到主动状态时的土压力均大于朗肯理论值,钢管侧达到主动状态时的土压力随形状系数的增大而减小,钢板侧达到主动状态时的土压力随形状系数的增大而增大.

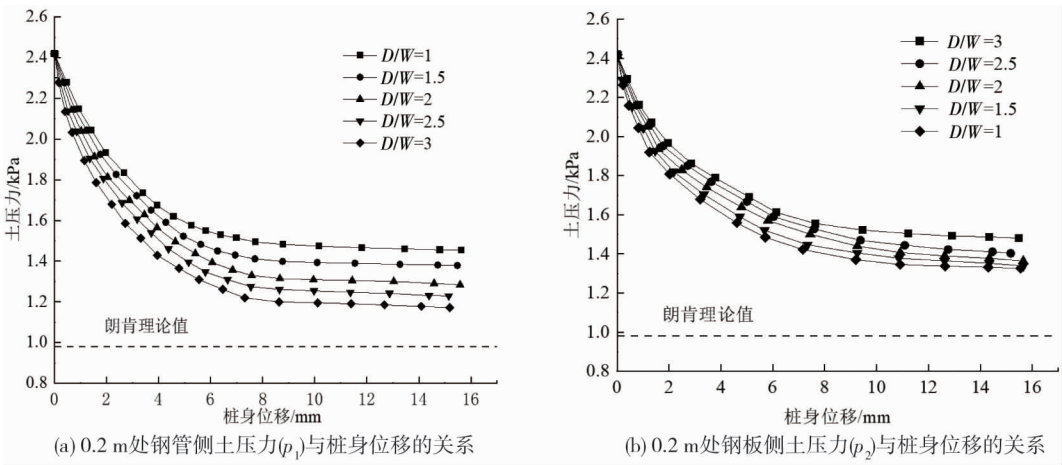


图 4 形状系数对主动土压力的影响

2.2.2 主动土压力分布

图 5 为形状系数 D/W 为 1,2,3 在 0.2,0.4,0.6 m 深度处沿 PC 桩宽度方向的水平土压力简化图(以测点 1 值代表钢管桩侧土压力,以测点 2 值代表钢板桩侧土压力).由图 5 可见:对于平板,在同一深度处土压力均匀分布,沿桩体宽度方向的土压力分布曲线为水平直线;对于 PC 桩,随着桩身位移的增加,PC 桩后土压力逐渐产生差异,沿桩体宽度方向的土压力分布曲线在平板桩土压力曲线上下变化,变化幅值与深度及形状系数有关.在形状系数 D/W 为 1 时,0.6,0.4,0.2 m 处变化幅值分别为 0.352,0.255,0.138 kPa,钢板桩侧土压力均

大于钢管桩侧土压力;形状系数 D/W 为 2,3 时,0.6,0.4,0.2 m 处钢管桩侧土压力均大于钢板桩侧土压力,并且随形状系数的增大,变化幅值也逐渐增大,最大变化幅值分别为 0.628,0.619,0.418 kPa.

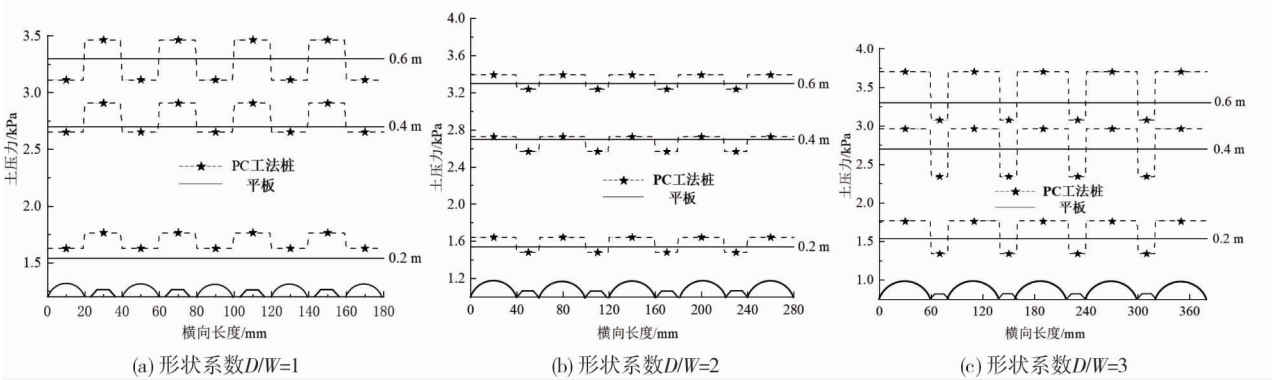


图 5 PC 桩和平板挡土结构的土压力分布

2.2.3 不同区域土压力与朗肯主动土压力的关系

为研究不同区域土压力与朗肯主动土压力的关系,这里定义 L_a 为钢管桩侧实际土压力与朗肯主动土压力的比值, L_b 为钢板桩侧土压力与朗肯主动土压力的比值.图 6(a)和图 6(b)分别为 L_a , L_b 与形状系数的关系曲线.由图 6 可见: L_a , L_b 均大于 1,在同一深度处, L_a 值随形状系数的增加而增大, L_b 值随形状系数的增加而减小,形状系数相同时, L_a , L_b 均随深度增加而减小,这反映形状效应随深度增加而逐渐减弱.表 4 给出不同形状系数的 L_a , L_b 极限值.

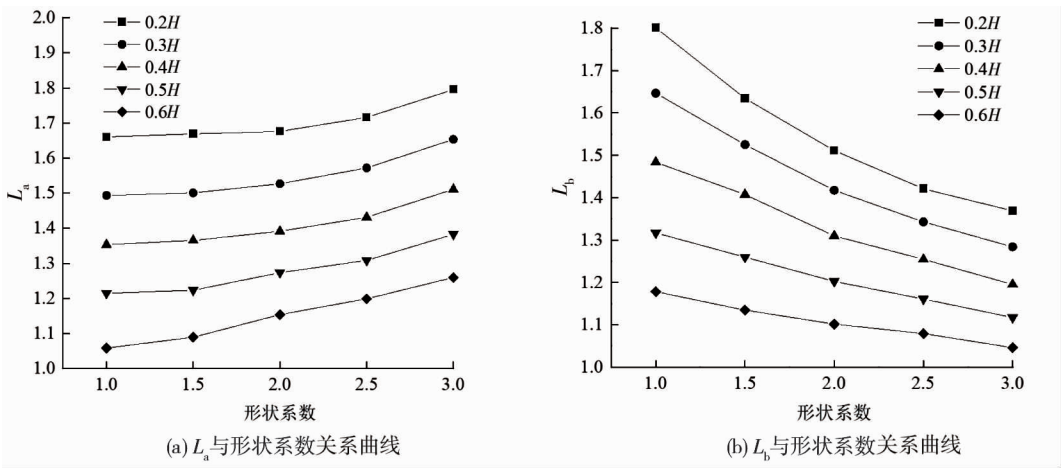


图 6 L_a , L_b 与形状系数的关系

表 4 不同形状系数的极限比值

比值	形状系数				
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$L_{a,max}$	1.661	1.669	1.676	1.716	1.796
$L_{a,min}$	1.058	1.090	1.154	1.199	1.260
$L_{b,max}$	1.801	1.635	1.511	1.421	1.369
$L_{b,min}$	1.178	1.135	1.102	1.079	1.056

2.3 PC 桩形状效应机理分析

分析可见,相同深度的 PC 桩不同区域的土压力值不尽相同,具体的差距与形状系数和深度相关.如图 7(a)所示,当形状系数较小时,钢管桩与钢板桩的刚度差异不明显,这时形状效应起主导作用,即凹区土压力大于凸区土压力,导致钢管桩所受土压力小于钢板桩,文献[11]和文献[26]有所体现.随着形状系数的增大,PC 桩中钢管桩刚度也随之增大,如图 7(b)所示,当桩体远离土体运动时,由于钢管与钢板的刚度差异,钢板(凹区)的变形较大,其相对速率 V_r 指向桩体,因此受到临近凸区土体对它的剪力 f (方向远离桩

体),导致凹区土压力减小,凸区土压力增大,即 $p_1 > p_2$,因此,PC桩不同区域的土压力大小取决于桩体相对土体的变形以及钢板与钢管的刚度差异.PC桩在不设内支撑时,桩身最大位移出现在桩顶或桩顶以下某一位置,并随深度增大而减少^[29],因此,桩体相对土体的变形也随深度的增大而减少,导致形状效应减弱.

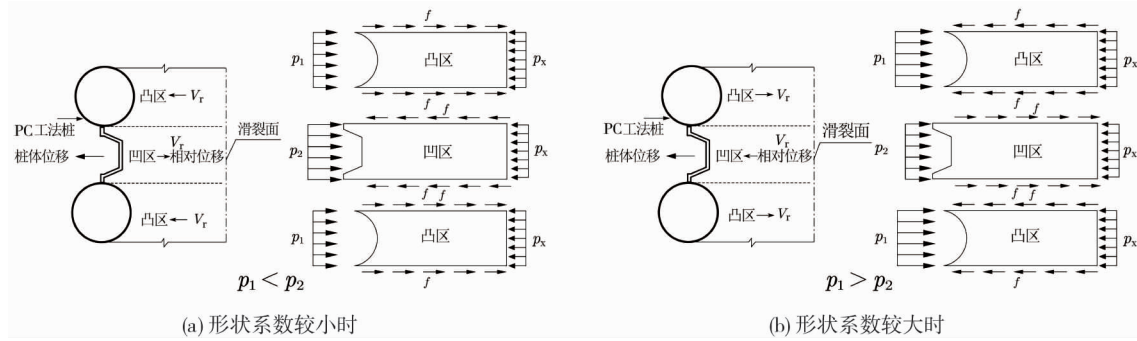


图7 PC桩的受力

2.4 考虑位移的PC桩主动土压力计算

分析可知,PC桩的截面形状导致不同区域达到极限状态的主动土压力有所不同,故需要对原公式中的 p_a, p_m 进行修正,这里引入形状调整系数 $\xi_{\text{管}}, \xi_{\text{板}}$, 则 $X_{\text{管}} = \xi_{\text{管}} L_a, X_{\text{板}} = \xi_{\text{板}} L_b$, L_a, L_b 为基于图6(a)和图6(b)进行线性内差得到不同形状系数在不同深度钢管侧和钢板侧土压力与朗肯主动土压力的比值,调整系数与PC桩的厚度、材料及土的性质有关.为简化计算,直接将 p_a, p_m 乘以 $X_{\text{管}}$ 得到修正后的钢管侧极限状态土压力和修正后的 p_m ,将 p_a, p_m 乘以 $X_{\text{板}}$ 得到修正后的钢板侧极限状态土压力和修正后的 p_m .修正后,PC桩钢管侧和钢板侧所受主动土压力计算,见式(10)和式(11).

$$\begin{cases} p_{a\text{管}} = k_x S + p_0, 0 \leq S \leq S_k; \\ p_{a\text{管}} = A_{\text{管}} e^{-\frac{S}{N_{\text{管}}}} + B_{\text{管}} + p_0, S_k \leq S \leq S_m; \\ p_{a\text{管}} = m_{\text{管}} S + C_{\text{管}} + p_0, S_m \leq S < S_{\text{acr}}. \end{cases} \quad (10)$$

$$\text{式中: } A_{\text{管}} = p_0 - X_{\text{管}} p_a + m_{\text{管}} S_m; B_{\text{管}} = X_{\text{管}} p_m - p_0 - A_{\text{管}} e^{-\frac{S_m}{N_{\text{管}}}}; C_{\text{管}} = X_{\text{管}} p_m - p_0 - m_{\text{管}} S_m; m_{\text{管}} = \frac{X_{\text{管}}(p_a - p_m)}{S_{\text{acr}} - S_m};$$

$$N_{\text{管}} = \frac{p_0 - X_{\text{管}} p_m}{p_0} S_m.$$

$$\begin{cases} p_{a\text{板}} = k_x S + p_0, 0 \leq S \leq S_k; \\ p_{a\text{板}} = A_{\text{板}} e^{-\frac{S}{N_{\text{板}}}} + B_{\text{板}} + p_0, S_k \leq S \leq S_m; \\ p_{a\text{板}} = m_{\text{板}} S + C_{\text{板}} + p_0, S_m \leq S < S_{\text{acr}}. \end{cases} \quad (11)$$

$$\text{式中: } A_{\text{板}} = p_0 - X_{\text{板}} p_a + m_{\text{板}} S_m; B_{\text{板}} = X_{\text{板}} p_m - p_0 - A_{\text{板}} e^{-\frac{S_m}{N_{\text{板}}}}; C_{\text{板}} = X_{\text{板}} p_m - p_0 - m_{\text{板}} S_m; m_{\text{板}} = \frac{X_{\text{板}}(p_a - p_m)}{S_{\text{acr}} - S_m};$$

$$N_{\text{板}} = \frac{p_0 - X_{\text{板}} p_m}{p_0} S_m.$$

2.5 算例分析

为验证上述考虑形状的非极限主动土压力计算公式的合理性,取PC桩模型试验结果^[11]加以验证.主要参数^[11]:主动极限位移为 $0.007H = 10.5 \text{ mm}$,实际干重度为 16.5 kN/m^3 ,砂土内摩擦角 $\varphi = 31.1^\circ$,桩长 1500 mm ,PC桩形状系数为 1.212 ,将该参数代入式(1)得到不考虑形状因素的土压力与位移的关系.根据图6(a)和图6(b)得到不同深度处的 L_a, L_b 乘以相应调整系数得到 $850 \text{ mm} (0.567H), 650 \text{ mm} (0.433H), 500 \text{ mm} (0.333H), 350 \text{ mm} (0.233H)$ 深度处的 $X_{\text{管}}$ 分别为 $0.712, 0.641, 0.623, 0.612$, $X_{\text{板}}$ 分别为 $0.981, 0.783, 0.766, 0.745$,代入式(10)和式(11),得到PC桩不同区域所受土压力与位移的关系与试验数据对比分析,见图8.

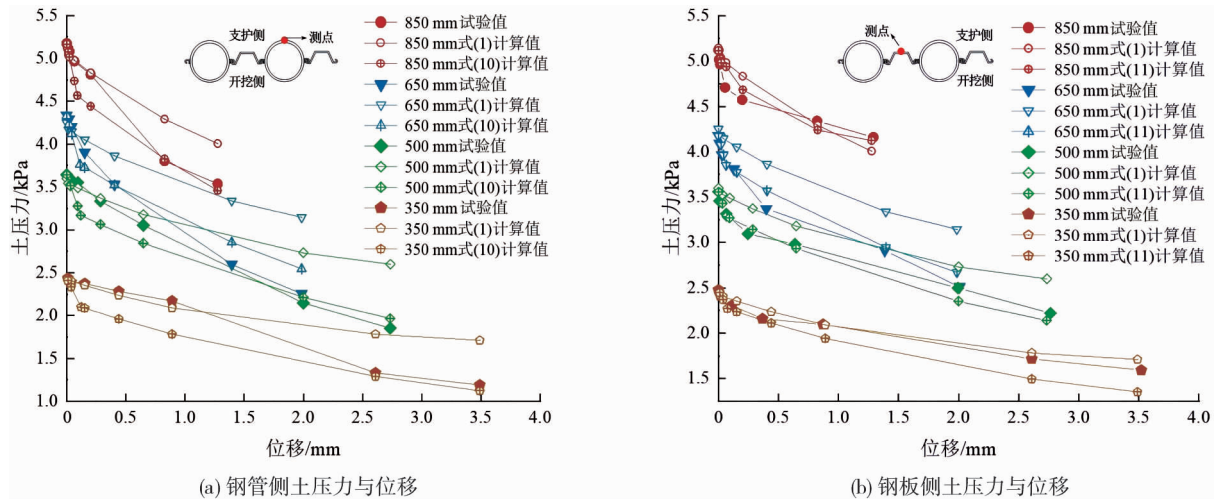


图 8 计算值与实验值对比

1) 图 8(a) 显示,位移较小时,钢管侧土压力试验值与式(1)计算值吻合较好.位移逐渐增大时,试验值逐渐接近于式(10)计算值.

2) 图 8(b) 显示,除 650 mm 处的试验值外,其他深度的试验值均处于式(1)、式(11)计算值之间.

3) 总体上,理论值和试验值的分布趋势和大小基本吻合.本文方法能够反映不同区域土压力的差异.

2.6 分析与讨论

1) 经过模拟和试验验证,式(1)体现了挡土结构土压力和位移的关系,可用于表面平整的挡土结构考虑实际位移的非极限主动土压力计算.卸载模量 K_x 可依据侧向卸载三轴压缩试验获得,当缺乏侧向卸载三轴试验数据时可采用经验公式(3)估算 K_x 值.

2) 根据式(10)和式(11)得到钢管桩与钢板桩土压力与朗肯主动土压力比值 L_a, L_b 的计算值与实测值常常不完全吻合,可通过 $\xi_{管}, \xi_{板}$ 调整.该调整系数与 PC 桩的厚度、材料、长度及土的性质有关.

3) 工程中,PC 桩各深度处的水平位移可依据深层水平位移测试仪量测,再计算土压力.测斜管安装时,先测定钢管桩长度和管内土塞顶面离钢管桩顶面的深度, $\varphi 110$ mm 钻孔穿过土塞进入钢管桩底部持力层 1 m 以上,将测斜管插入钻孔的 $\varphi 108$ mm 套管内,测斜管外壁与钻孔套管内壁之间的环状空间充填中砂.慢慢上拔套管、不断充填中砂,让测斜管外壁与钢管桩内壁之间的环状空间填满中砂.建议广泛收集土压力测试资料,构建调整系数 $\xi_{管}, \xi_{板}$ 的取值表,让土压力计算更加符合工程实际,进一步计算 PC 桩弯矩分布,预测、评估基坑开挖过程中 PC 桩的安全性.

3 结论

1) 基于平板挡土结构土压力与位移关系,分段拟合了松弛应力与位移的关系曲线,建立了非极限状态下主动土压力公式,通过与模型试验对比,验证了公式的合理性,获得了较符合实际情况的考虑位移的主动土压力计算方法.

2) 基于 FLAC^{3D} 数值模型获得 PC 桩不同区域土压力分布存在差异的结果.定义钢管桩直径与钢板桩宽度的比值为形状系数,当形状系数为 1 时钢板侧土压力大于钢管侧,当形状系数为 2,3 时钢管侧土压力大于钢板侧.形状系数和深度影响 PC 桩形状效应,比值相同时,深度越深,形状效应越弱.

3) 引入形状调整系数,获得考虑 PC 桩形状效应和位移的主动土压力公式.

参考文献:

- [1] 周德泉,王创业,周毅,等.被动倾斜桩应用研究与展望[J].中外公路,2023,43(2):1-10.
- [2] 周毅,张宁,王艳华,等.斜直组合型双排锁扣钢管桩支护性能数值模拟分析[J/OL].中外公路,1-8[2025-08-17].

<https://link.cnki.net/urlid/43.1363.U.20250115.1636.012>.

- [3] 张云舒, 盛天浩, 陆春华, 等. 鄱阳湖某桥墩深基坑PC工法桩支护结构监测与优化设计[J]. 建筑技术, 2023, 54(11): 1302-1307.
- [4] PENG J. Modified horizontal slice element method for active earth pressure against rigid retaining walls[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2022, 59(5): 484-491.
- [5] 刘杰峰, 曹海莹, 王优群, 等. 考虑土拱效应的黏性土主动土压力解析解[J]. 铁道科学与工程学报, 2023, 20(12): 4604-4612.
- [6] CHEN F Q, LIN C, LIN L B, et al. Active earth pressure of narrow cohesive backfill on rigid retaining wall of rotation about the bottom[J]. Soils and Foundations, 2021, 61(1): 95-112.
- [7] 李明. 考虑位移的软土深基坑主动土压力分布规律研究[J]. 现代隧道技术, 2022, 59(S1): 495-501.
- [8] 张常光, 单冶鹏, 高本贤. 考虑挡墙位移的土压力数学拟合新方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2021, 40(10): 2124-2135.
- [9] 刘孟帅, 陈士海, 叶刚楠. 考虑墙体位移与土压力耦合的侧向位移计算方法[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2023, 44(4): 451-459.
- [10] LI F, HONG Z B, YU J L, et al. A novel method of calculating active earth pressure onlaggings between piles considering the soil arching effect[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2023, 27(8): 2768-2782.
- [11] 韦实, 梁荣柱, 李忠超, 等. 基于3D打印的PC桩基坑围护结构变形特性模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2023, 42(增刊2): 4320-4332.
- [12] 谢冬洲. 基坑非极限状态主动土压力与变形计算研究[D]. 西安: 长安大学, 2020.
- [13] 盛兴旺, 林超, 郑纬奇, 等. 软黏土地区深大基坑工程桩-连续墙体体系空间变形效应[J]. 铁道科学与工程学报, 2024, 21(2): 591-601.
- [14] 张常光, 单冶鹏, 高本贤, 等. 刚性挡墙位移土压力的数学拟合公式研究综述[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2020, 42(6): 19-30.
- [15] 殷德顺, 王保田, 王云涛. 不同应力路径下的邓肯-张模型模量公式[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(9): 1380-1385.
- [16] BOWLES J E. Foundation analysis and design[M]. New Delhi: McGraw-hill Education (India) Private Limited, 1996.
- [17] MATSUO M, KENMOCHI S, YAGI H. Experimental study on earth pressure of retaining wall by field tests-science direct[J]. Soils and Foundations, 1978, 18(3): 27-41.
- [18] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite element analyses of retaining wall behavior[J]. Journal of Soil Mechanics & Foundations Division, 1971. 97(12), 1657-1673.
- [19] 岳祖润, 彭胤宗, 张师德. 压实粘性填土挡土墙土压力离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(06): 90-96.
- [20] FANG Y S, ISHIBASHI I. Static earth pressure with various wall movements[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 112(3): 317-333.
- [21] 李镜培, 马原, 饶平平. 考虑位移的柔性挡墙上土压力计算[J]. 岩土力学, 2012, 33(10): 2937-2941.
- [22] MATSUZAWA H, HARARIKA H. Analyses of active earth pressure against rigid retaining walls subjected to different modes of movement[J]. Soils and Foundations, 1996, 36(3): 51-65.
- [23] CHANG M F. Lateral earth pressures behind rotating walls[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(2): 498-509.
- [24] 伍露露. 挡土结构附加土压力与位移关系的试验研究与数值分析[D]. 天津: 天津大学, 2016.
- [25] 孙岳崧, 濮家骝, 李广信. 不同应力路径对砂土应力-应变关系影响[J]. 岩土工程学报, 1987, 9(6): 78-88.
- [26] 刘芳, 刘春影, 郑实, 等. 帽型钢板桩挡墙土压力分布离心模型试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2018, 46(10): 1341-1347.
- [27] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. The hardening soil model: Formulation and verification[C]// Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 Years of Plaxis, 1999.
- [28] KONDER R L. Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1963, 89(SM1): 115-143.
- [29] 梁荣柱, 韦实, 王新新, 等. 内支撑式和悬臂式锁口钢管桩基坑围护结构变形对比试验分析[J]. 现代隧道技术, 2022, 59(3): 172-182.