引用格式：钱骥，荚瑞馨，李栋，等．深基坑弧形咬合桩结构受力分析与优化[J]．工业建筑，2025，55(9)：247-254．QIAN Ji，JIA Ruixin，LI Dong，et al. Stress Analysis and Optimization of Arc-Shaped Occlusal Pile Structure in Deep Foundation Pit[J]. Industrial Construction，2025，55(9)：247-254 (in Chinese)．DOI：10.3724/j.gyjzG23081301

深基坑弧形咬合桩结构受力分析与优化*

钱　骥[1,2]　荚瑞馨[3]　李　栋[4]　章　力[5]

（1. 桥梁工程结构动力学国家重点实验室(招商局重庆交通科研设计院有限公司)，重庆　400067；
2. 重庆交通大学土木工程学院，重庆　400074；3. 北京工业大学，北京　100124；4. 公路科学研究院，北京　100000；
5. 中铁四局第四工程有限公司，合肥　230000）

摘　要　咬合桩支护结构具有对周围地基扰动较小、可靠性和整体性较高以及对环境影响较小等优点，近年来在深基坑工程支护结构中得到了广泛关注和应用。但当基坑深度较大、场地受限时，直线型和圆形支护结构难以满足使用要求。以岷江某特大拱桥拱座深基坑支护结构为例，从薄壳计算理论出发，建立弧形咬合桩理论计算模型，并与三维有限元计算结果及现场实测数据对比分析，同时改变结构的重要参数，优化支护结构的合理设计参数。结果表明：弧形咬合桩支护结构的水平位移量从角点至边中逐渐增大，边长 50 m 的深基坑其最大深度为 18.6 m，最大变形量仅为 10.2 mm，能够有效抵抗水土压力变形；基于壳体理论模型计算支护结构变形与实测值吻合较好；咬合桩直径取 1.2~1.6 m 较为合适，采用增加桩顶系梁能大幅提高支护能力，边中外侧布置加强桩效果远优于角点位置。该研究成果对弧形咬合桩支护结构优化具有指导意义。

关键词　深基坑支护结构；弧形咬合桩；壳体理论；数值分析；结构参数优化

Stress Analysis and Optimization of Arc-Shaped Occlusal Pile Structure in Deep Foundation Pit

QIAN Ji[1,2]　JIA Ruixin[3]　LI Dong[4]　ZHANG Li[5]

(1. *State Key Lab of Structural Dynamics of Bridge Engineering (China Merchants Chongqing Communications Technology Research & Design Institute Co., Ltd.,)*, *Chongqing* 400067, *China*; 2. *School of Civil Engineering*, *Chongqing Jiaotong University*, *Chongqing* 400074, *China*; 3. *Beijing University of Technology*, *Beijing* 100124, *China*; 4. *Highway Research Institute*, *Beijing* 100000, *China*; 5. *China Railway Fourth Engineering Co., Ltd.*, *Hefei* 230000, *China*)

Abstract: Occlusal pile supporting structure has been widely applied in deep foundation pit engineering in recent years, due to its advantages of less disturbance to the surrounding foundation, higher reliability and integrity, and less environmental impact. However, when the pit depth is large and the site is limited, the linear and circular supporting structures are difficult to meet the requirements. In this paper, the arch support structure of a large arch bridge in the Minjiang River was taken as the case. Based on the calculation theory of thin shell, a theoretical calculation model of arc-shaped occlusion pile was established and compared with the three-dimensional finite element calculation results and the field measured data. At the same time, the important parameters of the structure were changed to optimize the reasonable design parameters of the supporting structure. The results showed that the horizontal displacement of the arc-shaped occlusal pile supporting structure increased gradually from the corner

* 桥梁工程结构动力学国家重点实验室开放基金；重庆市自然科学基金面上项目(CSTB2023NSCQ-MSX0633)；重庆市研究生导师团队建设项目(JDDSTD2022003)。

第一作者：钱骥，教授，主要研究方向为桥梁健康监测，加固设计，jiqian228@126.com。

通信作者：荚瑞馨，博士研究生，主要研究方向为桥梁加固与改造设计，CQ19823689185@163.com。

收稿日期：2023-08-13

© 2025 工业建筑

point to the edge center. The maximum depth of a 50 m deep foundation pit with a side length was 18.6 m, and the maximum deformation was only 10 mm, which can effectively resist the deformation of soil and water pressure. The calculated deformation of the supporting structure based on the theoretical model of the shell was in good agreement with the measured values. The diameter of the occlusal pile was 1.0 m to 1.4 m, and the addition of the pile top tie beam could greatly improve the supporting ability. The effect of the arrangement of the side, middle and outside was far better than that of the corner position. This research has certain guiding significance for the optimization of the arc occlusal pile supporting structure.

Keywords: deep foundation pit supporting structure; arc occlusal pile; shell theory; numerical analysis; optimization of structural parameters

0　引　言

钻孔咬合桩支护结构在2001年首次成功应用于深圳地铁工程中。至今在浙江东旱门过江隧道、福建天安大桥基坑工程等地下工程中得到了广泛应用。随着基坑工程逐渐加深加大,工程条件愈加复杂多样,直线型咬合桩支护结构难以满足使用要求。而当咬合桩以弧形排列的形式组成支护结构时,结构受力模式从弯曲为主转变为压-弯共同受力,充分发挥了混凝土的抗压性能,且压力作用能使基坑支护结构的防渗等性能更好。该类支护结构相较于圆形支护结构能够提供更大的空间跨度,更好地抵抗侧向位移和垂直荷载。并且,在更大的基坑工程中使用拱形结构往往会更加经济。因此,有必要开展对弧线咬合桩结构的精细化模拟,以探索多种工况下的作用机理。

国内外许多学者对直线型基坑支护结构进行了研究。Karl和Ralph[1]最早对基坑支护结构进行研究。Finno等[2-3]在基坑开挖的过程中对基坑外的沉降量以及土体蠕变的分布情况进行了分析。姚燕明等[4]、杨虹卫等[5]分别对咬合桩的结构设计计算方法和配筋进行研究,提出了将支护结构等效为地连墙的计算方法。Brunner等[6]将钻孔咬合桩为主,其他多种支护结构为辅的组合结构形式,成功应用在工程实例中。而拱形支护结构在受力上与直线型存在明显差异,目前对其研究较少。余洪良等[7]提出了拱冠梁法,利用水平拱和竖直梁在两者交点处变形,得出拱形支护结构的内力和位移,并讨论分析了拱冠梁法计算过程中参数的取值问题。张土乔、张仪萍等[8-10]对拱形支护结构的受力变形进行了系统分析,提出了适用于拱形支护结构的计算方法,结果证明其更符合工程的实际情况。潘泓等[11-12]提出壳体理论法,对其内力变形进行计算,并结合实际工程项目进行计算验证,结果较为吻合。通过数值计算方法可以为复杂模型的建立提供条件。Clough等[13]最早将有限元引入到基坑支护结构的研究分析中。Orazalin等[14]通过对地下室开挖支护系统的三维分析,强调了三维开挖和支护几何结构对墙体和地面移动的影响。

当前,对弧形咬合桩支护结构进行设计计算时,通常将其简化为直线型悬臂结构,空间效应通常对变形和稳定性是有利的,圆形和弧形基坑的空间效应更加明显,这种简化忽略了结构的空间效应[15],从而过于保守。本文从薄壳等弧形结构相关的计算理论出发,建立弧形咬合桩支护结构的理论计算简化模型,推导适用于计算该结构受力变形的方法;同时,基于有限元对拱座基坑各开挖阶段进行数值模拟,分析弧形咬合桩支护结构这一新型结构的受力特点,讨论了结构中重要参数的改变对受力变形的影响规律,以期为此类支护结构的优化提供依据。

1　工程概况

本文研究对象为跨岷江某特大跨拱桥拱座深基坑工程,其采用钢筋混凝土桩和素混凝土桩相互咬合,形成弧形支护结构。钢筋混凝土桩直径1.4 m,素混凝土桩直径1.2 m,二者咬合厚度为10 cm。咬合桩的四边在平面上均呈半径为86 m的圆弧形,弧形线跨距52.27 m,矢高4.06 m,桩顶设置连系梁以增强整体性,如图1、2所示。拱座基础长50.6 m,宽50 m,基坑开挖最大深度18.6 m,基础底面置于稳定完整的弱风化基岩上。场地所涉及的主要土层包括:1)以粉土和砂卵石为主的覆盖层,厚度10~

13 m；2）粉砂质泥岩，紫红色，矿物成分以黏土矿物为主，厚度大于 100 m。



图 1　弧形咬合桩空间位置示意

Fig. 1　Spatial position diagram of arc-shaped occluded pile

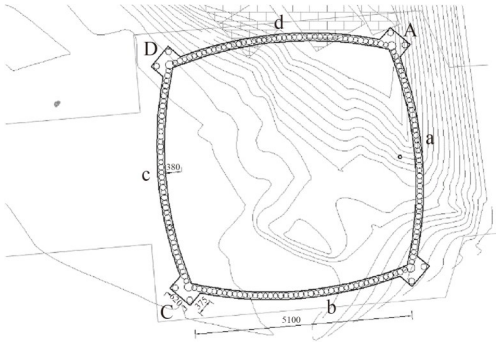


图 2　弧形咬合桩平面示意

Fig. 2　Plane diagram of arc-shaped occluding pile

2　弧形咬合桩支护结构计算理论

当前，对弧形咬合桩支护结构进行设计计算时，通常将其简化为直线型悬臂结构，这种简化忽略了结构的空间效应。本文从薄壳计算理论出发[16]，将弧形咬合桩支护结构简化为以柱面为中心的圆柱壳体，如图 3 所示，采用曲线坐标系，α 坐标设为圆柱表面母线方向，β 坐标设为圆柱表面环向方向，γ 坐标设为圆柱表面径向方向。

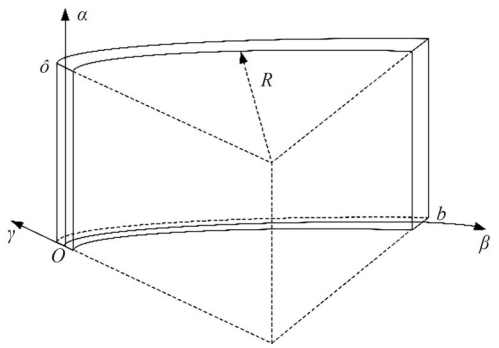


图 3　弧形咬合桩计算简图

Fig. 3　Calculation diagram of curved occlusal pile

按照刚度等效原则[17]，将不等厚弧形咬合桩支护结构等效为等厚壳体，如图 4 所示。

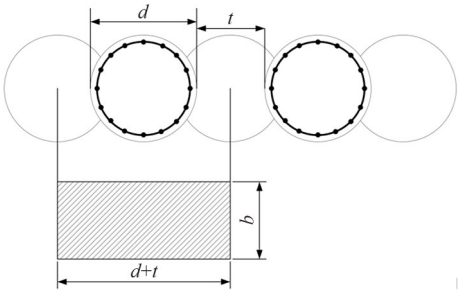


图 4　刚度等效计算模型

Figure 4　Stiffness equivalent calculation model

等效壳体模型中，d 为钢筋混凝土桩径，t 为桩间去除咬合量之后的距离，视之为线弹性材料，则咬合桩支护单桩可等效为厚度为 b，长度为 $d+t$ 的连续结构，等效刚度计算如式（1）所示。

$$\begin{aligned} E_1 I_1 + E_2 I_2 &= \frac{E_3 (c + d - 2a) b^3}{12} \\ E_3 &= \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{A_1 + A_2} \end{aligned} \tag{1}$$

式中：I_1、I_2 为素混凝土桩去掉咬合区域和钢筋混凝土桩的惯性矩；E_1、E_2 为素桩和钢筋混凝土桩的弹性模量；E_3 为等效后桩的弹性模量；a 为桩间咬合量；b 为等效桩厚度；c 为素混凝土桩径；d 为钢筋混凝土桩径；A_1、A_2 分别为素混凝土桩和钢筋混凝土桩的截面面积。

由经典壳体理论可知，承受法向荷载的薄壳，其平衡微分方程见式（2）：

$$\begin{cases} \left(\dfrac{\partial^2}{\partial \alpha^2} + \dfrac{1-\mu}{2} \dfrac{\partial^2}{\partial \beta^2} \right) u + \dfrac{1+\mu}{2} \dfrac{\partial^2 v}{\partial \alpha \partial \beta} + \dfrac{\mu}{R} \dfrac{\partial \omega}{\partial \alpha} = 0 \\ \dfrac{1+\mu}{2} \dfrac{\partial^2 u}{\partial \alpha \partial \beta} + \left(\dfrac{\partial^2}{\partial \beta^2} + \dfrac{1-\mu}{2} \dfrac{\partial^2}{\partial \alpha^2} \right) v + \dfrac{1}{R} \dfrac{\partial \omega}{\partial \beta} = 0 \\ \dfrac{\mu}{R} \dfrac{\partial u}{\partial \alpha} + \dfrac{1}{R} \dfrac{\partial v}{\partial \beta} + \dfrac{\omega}{R^2} + \dfrac{\delta^2}{12} \nabla^4 \omega = \dfrac{1-\mu^2}{E\delta} q_3 \end{cases} \tag{2}$$

式中：R 为主曲率半径；δ 为壳厚；E 为弹性模量；μ 为泊松比；u、v、w 分别为薄壳结构位移。

弧形咬合桩支护结构在 β=0，β=b 边界上简支，在 α=a 边界上自由，在 α=0 边界上固支，假设位移函数 $S = S(\alpha, \beta)$，则可将薄壳结构位移表示为式（3）：

$$\begin{cases} u = \dfrac{\partial}{\partial \alpha} \left(\dfrac{\partial^2}{\partial \beta^2} - \mu \dfrac{\partial^2}{\partial \alpha^2} \right) S \\ v = -\dfrac{\partial}{\partial \beta} \left[\dfrac{\partial^2}{\partial \beta^2} + (2+\mu) \dfrac{\partial^2}{\partial \alpha^2} \right] S \\ \omega = R \nabla^4 S \end{cases} \tag{3}$$

将式(3)代入平衡微分方程式(2)中可知:前两式总是成立,而第3个方程要求:

$$\nabla^8 S + \frac{E\delta}{R^2 D}\frac{\partial^4 S}{\partial \alpha^4} = \frac{q_3}{RD} \tag{4}$$

推广应用莱维对矩阵薄板的解法,把位移函数取为单三角级数,详见式(5):

$$S(\alpha,\beta) = \sum_{m=1}^{\infty} \psi_m(\alpha)\sin\frac{m\pi\beta}{b} \tag{5}$$

这样总能满足支护结构两端的边界条件:

$$\left(F_{T\beta}, u, \omega, M_\beta\right)_{\beta=0} = 0;\ \left(F_{T\beta}, u, \omega, M_\beta\right)_{\beta=b} = 0$$

法向荷载q_3为水土压力荷载,根据土压力公式计算得:$q_3=\gamma(a-\alpha)$,将q_3展为与式(5)右边相同的三角级数,得:

$$q_3 = \frac{2}{b}\sum_{m=1}^{\infty}\left[\int_0^b \gamma(a-\alpha)\sin\frac{m\pi\beta}{b}\mathrm{d}\beta\right]\sin\frac{m\pi\beta}{b} \tag{6}$$

将式(6)以及式(5)代入条件方程式(4)中,可得$\psi_m(\alpha)$的八阶微分方程,详见式(7)。

$$\left[\left(\frac{\mathrm{d}^2}{\mathrm{d}\alpha^2} - \lambda_m^2\right)^4 + \frac{E\delta}{R^2 D}\lambda_m^4\right]\psi_m(\alpha) = \frac{2}{RDb}\int_0^b \gamma(a-\alpha)\sin\lambda_m\beta\mathrm{d}\beta \tag{7}$$

其中:$\lambda_m = m\pi/b$。

利用数学软件MATLAB求解式(7)得$\psi_m(\alpha)$的通解见式(8):

$$\psi_m(\alpha) = \mathrm{e}^{-\frac{m\pi\alpha}{b}}c_1 + \mathrm{e}^{-\frac{m\pi\alpha}{b}}\alpha c_2 + \mathrm{e}^{-\frac{m\pi\alpha}{b}}\alpha^2 c_3 + \mathrm{e}^{-\frac{m\pi\alpha}{b}}\alpha^3 c_4 + \mathrm{e}^{\frac{m\pi\alpha}{b}}c_5 + \mathrm{e}^{\frac{m\pi\alpha}{b}}\alpha c_6 + \mathrm{e}^{\frac{m\pi\alpha}{b}}\alpha^2 c_7 + \mathrm{e}^{\frac{m\pi\alpha}{b}}\alpha^3 c_8 + \frac{2ab^8R\gamma - 2b^8R\alpha\gamma - b^4Em^5\pi^5\delta - 2ab^8R\gamma\cos(m\pi) + 2b^8R\alpha\gamma\cos(m\pi)}{D\,m^9\pi^9R^2} \tag{8}$$

根据工程实际情况,式(8)中各参数取值如表1所示。

通解中,c_1、c_2、c_2、c_4、c_5、c_6、c_7、c_8通过边界条件求得,代入即可得$\psi_m(\alpha)$的特解为:

$$-12908.95\mathrm{e}^{-\frac{m\pi a}{53}} + 8006.74\mathrm{e}^{\frac{m\pi a}{53}} - 442.25\mathrm{e}^{-\frac{m\pi a}{53}}\alpha - 6.04\mathrm{e}^{-\frac{m\pi a}{53}}\alpha^2 + 2.76\mathrm{e}^{\frac{m\pi a}{53}}\alpha^2 - 0.034\mathrm{e}^{-\frac{m\pi a}{53}}\alpha^3 - 0.012\mathrm{e}^{\frac{m\pi a}{53}}\alpha^3 + \frac{1}{m^9}1.207\times10^{18}[4.67\times10^{21} - 8.186\times10^{19}m^2 - 2.302\times10^{20}\alpha - 4.67\times10^{21}\cos(m\pi) + 2.3\times10^{20}\alpha\cos(m\pi)]$$

表1　工程参数表

Table 1　Engineering parameters table

参数	a/m	b/m	μ	R/m	E/Pa	δ/m	γ/Pa
数值	20.3	53	0.2	86	3.0×10^8	1.13	21.5×10^3

将$\psi_m(\alpha)$代入式(5),即可求得$S(\alpha,\beta)$。

3　咬合桩支护结构计算分析

3.1　建立有限元模型

土体采用三维实体单元模拟如图5所示,采用Mohr-Coulomb本构模型。基坑开挖深度的2~4倍为施工对周围土体的扰动范围,为了消除施工对周围土体的扰动影响,模型尺寸为250 m×250 m×120 m。

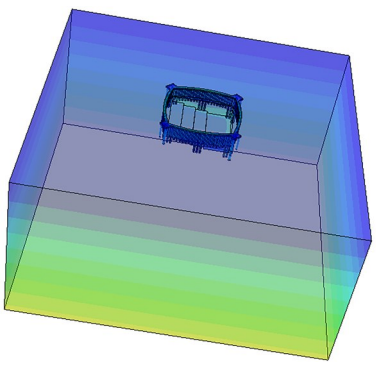


图5　基坑开挖模型

Fig. 5　Foundation pit excavation model

ABAQUS软件中,土体与桩基之间,通常通过设置接触面来模拟两者之间的接触,接触的模拟由两部分构成,首先是对主、被动面的设定,然后对两面上本构关系进行定义。软件提供了点对面离散,面对面离散两种对接触面的离散方法。本文采用主-从接触的方式,在选择主从面时,必须考虑材料的特性和刚度,需将刚度较大的面作为主动面,故本文建立的模型选取主动接触面为咬合桩桩体的表面,与桩体接触的土体表面为被动接触面,接触面法向设置为硬接触,摩擦采用罚刚度算法,允许弹性滑移变形。支护结构有限元模型如图6所示,边界条件设定如下:

1)模型左右侧边界只约束x轴方向,取$x=0$,$y\neq0$,$z\neq0$。

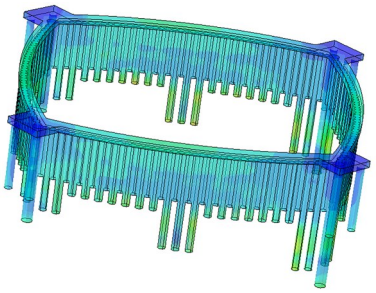


图6　支护结构模型

Fig. 6　Supporting structure model

2）模型前后侧边界只约束 y 轴方向，取 $x\neq0$，$y=0$，$z\neq0$。

3）模型底部采用全约束，取 $x=0$，$y=0$，$z=0$。

4）模型顶部假定为自由面，不予约束。

岩土力学参数由现场勘察结果选取，取值如表 2 所示。

开挖施工过程分析步设立如下：

第 1 步：土体初始地应力平衡。

第 2 步：开挖至地下 −6 m，清除第 1 层土体与支护桩体的接触，“杀死”第 1 层土体。

第 3 步：开挖至地下 −8 m，清除第 2 层土体与支护桩体的接触，“杀死”第 2 层土体。

第 4 步：开至地下 13 m，清除第 3 层土体与支护桩体的接触，“杀死”第 3 层土体。

第 5 步：开挖至地下 15 m，清除第 4 层土体与支护桩体的接触，“杀死”第 4 层土体。

第 6 步：开挖至地下 17 m，清除第 5 层土体与支护桩体的接触，“杀死”第 5 层土体。

第 7 步：开挖至地下 18.6 m，清除第 6 层土体与支护桩体的接触，“杀死”第 6 层土体，完成开挖。

表 2　岩土、支护结构计算参数

Table 2　Calculation parameters of geotechnical and supporting structures

名称	厚度/m	重度/(kN·m^{-3})	弹性模量/MPa	黏聚力/kPa	泊松比	内摩擦角/(°)
支护结构	—	25	30000	—	0.2	—
粉土	2.2	19.8	20	8.0	0.17	24
泥岩	5.6	24.1	1020	330	0.33	33.26
砂岩	30.4	24.9	1780	1030	0.27	37.23

3.2　结果分析

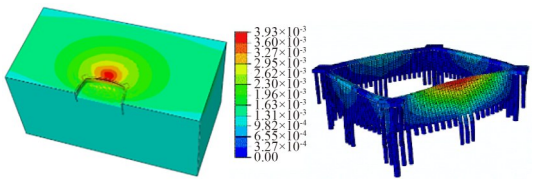
各开挖阶段基坑整体位移云图和支护结构水平位移云图如图 7 所示。

弧形咬合桩四边的结构形式相同，计算弧顶位置的中桩沿深度方向的水平位移如图 8 所示。

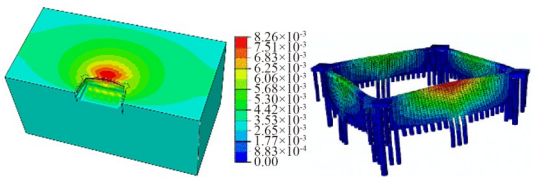
随着开挖深度增加，桩顶位移量不断增大，开挖到深度 18.6 m 时，桩顶位移量达到 11 mm。

基坑在逐层开挖阶段进行了桩体变形量监测，开挖到最大深度时的实测值与计算值如图 9 所示，桩顶实测位置 10.2 mm，小于变形控制值 20 mm。图中，实测值与计算值的整体变化趋势一致，有限元计算结果是可靠的。同时注意到，实测值一致地略小于计算值，可能是因为在分层开挖之前布置测点时，上层开挖导致未开挖位置桩体产生了微小位移。

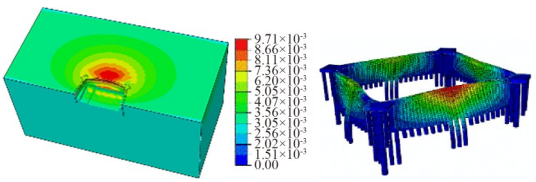
如前文所述，采用现场结构参数，分别按壳体理论和工程中二维简化悬臂模型计算支护桩的变形量，与实测值比较结果如图 10 所示。可知：壳体理论的计算结果略小于实测值，整体变形趋势与实测值吻合较好。二维简化模型计算的桩顶位移与实测值相差较大，重要原因是其没有考虑到咬合桩形成拱形结构后，抵抗土压力的刚度将大幅上升。因此，工程中采用简化悬臂模型计算弧形咬合桩的结果过于偏安全，将产生较大的支护桩结构浪费。



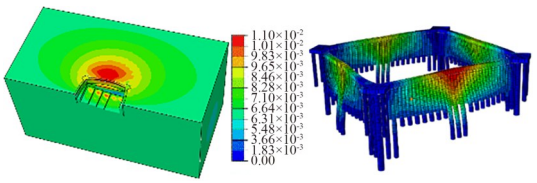
（a）开挖至 6 m



（b）开挖至 13 m



（c）开挖至 15 m



（d）开挖至 18.6 m

图 7　各开挖工况水平位移云图　m

Fig. 7　Horizontal displacement nephogram of each excavation condition

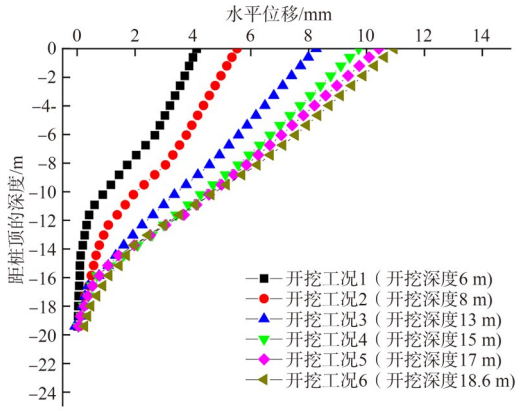


图8　分层开挖阶段水平位移计算结果

Fig. 8　Calculation results of horizontal displacement during stratified excavation

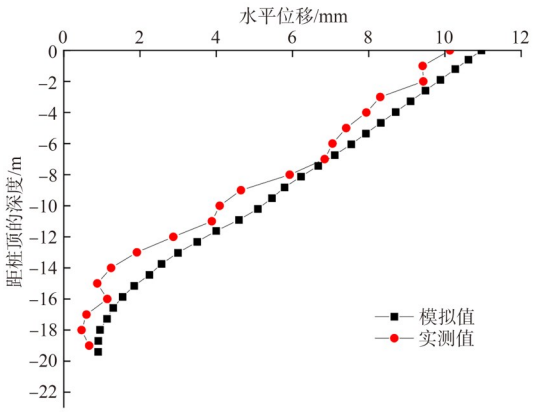


图9　位移实测值与计算值对比

Fig. 9　Comparison of measured and calculated displacement values

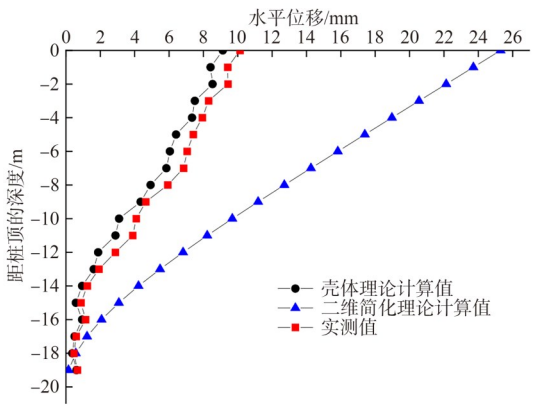


图10　位移实测值与理论计算值对比

Fig. 10　Comparison between measured displacement value and theoretical calculation value

4　弧形咬合桩支护结构优化分析

4.1　桩体截面尺寸对支护结构变形的影响

在保持桩间咬合量、系梁尺寸以及角点加固桩位置不变的情况下,采用表3中5种截面尺寸,分析其对支护结构的变形影响规律。

计算桩体截面尺寸对中桩变形和弯矩的影响

表3　桩体截面尺寸分析工况

Table 3　Analysis condition of pile section size

工况	工况1	工况2	工况3	工况4	工况5
桩截面尺寸/mm	1000	1200	1400	1600	1800

分别如图11和12所示。桩体截面尺寸对支护结构的变形影响较为显著,随着桩体截面尺寸的增加,结构的水平位移逐渐减小。在不改变其他结构尺寸条件下,桩径达到1.4 m后变形量随桩径增大而增大的趋势在减小。咬合桩支护结构桩截面尺寸对桩身的弯矩影响较大,若桩体截面尺寸过小,则结构的刚度较小,会产生较大的侧向水平位移,有一定的安全隐患;而若桩体截面尺寸过大,虽然施工安全性得到了提高,但是桩体弯矩会显著增加,同时会使造价提高,浪费材料。因此,建议弧形咬合桩的桩径尺寸取值在1.2~1.6 m之间。

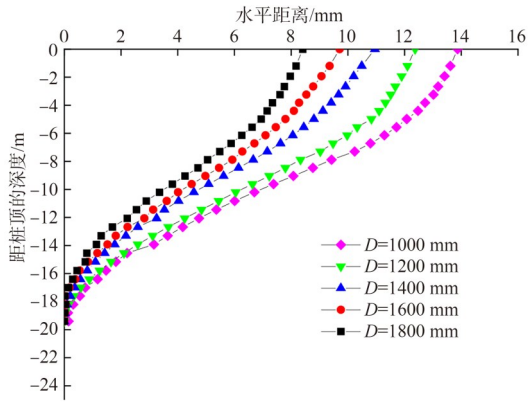


图11　不同桩体截面尺寸下跨中桩水平位移

Fig. 11　Horizontal displacement of mid-span piles under different pile cross-section sizes

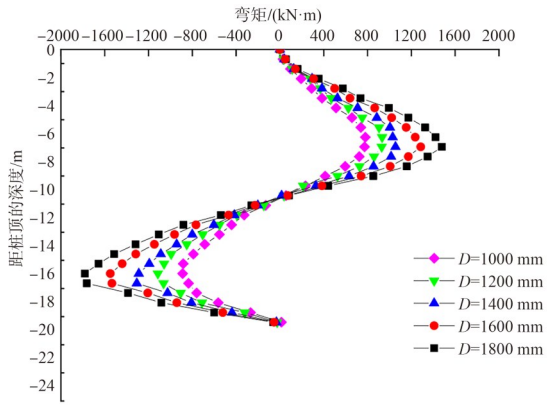


图12　不同桩体截面尺寸下跨中桩体弯矩

Fig. 12　Bending moment diagram of pile in span for different pile cross-section sizes

4.2　系梁对支护结构变形的影响

保持桩体截面尺寸、桩间咬合量以及角点加固

桩等参数不变的情况下，分析桩顶系梁对支护结构变形的影响。

计算桩顶有系梁和无系梁两种情况下中桩的水平位移如图 13 所示。图中，有系梁和无系梁两种构造形式产生的桩体水平位移相差甚大，在取消桩顶系梁之后，桩顶水平位移从 11 mm 增大到 31 mm，增大了 182%。分析其原因是，桩顶系梁在平面内是圆弧线，而土压力在平面内是径向产生的，形成了拱结构的合理拱轴线，相比于直线型咬合桩结构，能有效提升支护结构的抗变形能力。因此，对于弧形咬合桩而言，在桩顶设置系梁非常有必要。

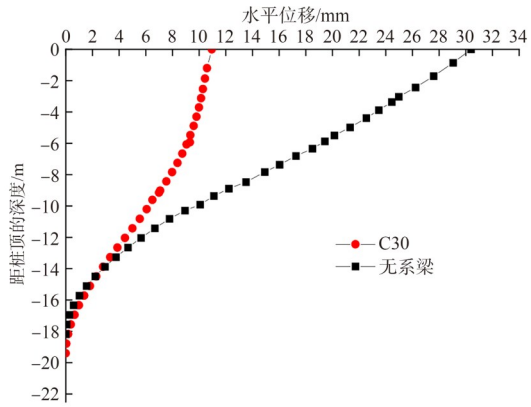


图 13　不同系梁刚度条件下跨中桩体水平位移

Fig. 13　Horizontal displacement of mid-span pile under different beam rigidity

4.3　角点加强桩对支护的影响

为增加提高支护结构的安全性，原设计方案在角点位置外侧设置了加强桩。在保持桩体截面尺寸、桩间咬合量及系梁刚度不变的情况下，比较无加强桩、四角点外侧布置加强桩和四边中间位置外侧布置加强桩 3 种结构形式的变形特点。

3 种结构形式下支护桩水平位移云图如图 14 所示，变形较大的位置出现在边中点，角点位置的变形量较小。

弧顶中桩沿深度方向的变形如图 15 所示。可知：在角点位置设置加强桩对支护结构的变形影响不大，而在中点位置设置加强桩，支护结构的最大变形降低了 29.7%。分析其原因，对于拱形结构而言，控制拱脚位移是控制结构变形的关键点，但弧形咬合桩支护结构是对称封闭的四边形结构，其角点由于相邻边支护桩和土压力的共同支撑作用，变形量非常小，提高结构抗变形能力的有效途径是提高边中弧顶位置的支护桩结构刚度。

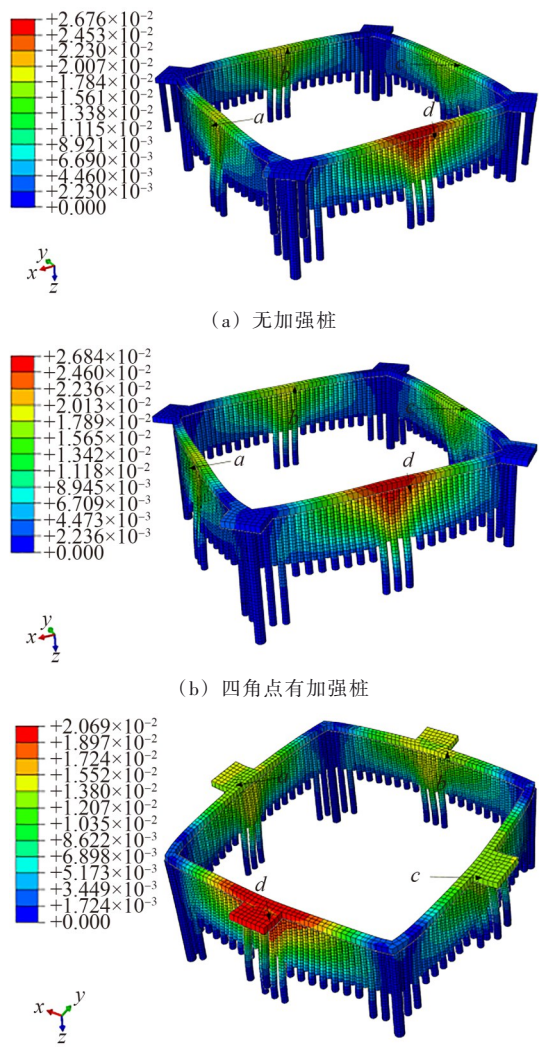


图 14　各工况下弧形排列桩位移云　m

Fig. 14　Displacement nephogram of curved piles under different working conditions

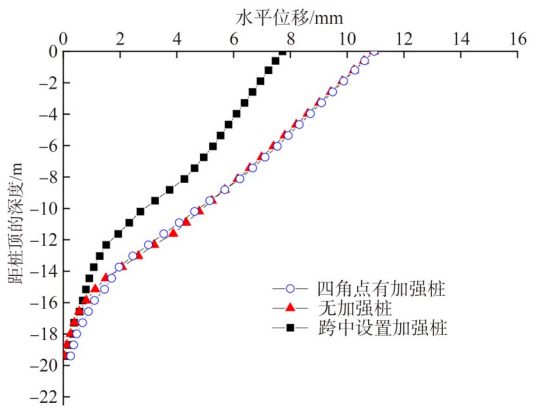


图 15　不同工况下跨中桩体水平位移

Fig. 15　Horizontal displacement of mid-span pile under different working conditions

5　结　论

以岷江特大拱桥拱座深基坑支护结构施工为背景,建立精确的细化数值模型,同时采用理论计算、数值模拟和实测结果分析深基坑弧形咬合桩支护结构的受力变形特征,并计算分析了施工中结构的重要参数对支护结构变形的影响,主要结论如下:

1)在基坑分层开挖过程中,支护结构水平位移量从边中至角点逐渐减小,边长50 m的深基坑,其最大开挖深度为18.6 m时,最大变形量仅为10.2 mm,弧形咬合桩结构能有效抵抗水土压力变形,保障基坑施工和周边建筑物安全。

2)按照刚度等效原则,采用壳体理论计算弧形咬合桩支护结构变形,理论计算结果与实测值吻合较好,而目前工程中采用二维简化悬臂模型计算得到的弧形咬合桩的变形值偏大。

3)咬合桩结构优化分析结果表明,咬合桩直径取1.2~1.6 m较为合适,增加桩顶系梁能大幅提高支护结构的抗变形能力。边中外侧布置加强桩后,支护结构最大变形量降低了29.7%,角点增设加强桩基本不改变弧形咬合桩的变形量。

参　考　文　献

[1] KARL T, RALPH B P. Soil mechanics in engineering practice [M]. New York: Wiley, 1948.

[2] FINNO R J, BRYSON L S. Response of building adjacent to stiff excavation support system soft clay[J]. Perf Constr Fac, 2002, 16(1): 10-20.

[3] FINNO R, BRYSON S, CALVELLO M. Performance of a stiff support system in soft clay[J]. Geotech and Geoenvir, 2002, 128(8): 660-671.

[4] 姚燕明, 周顺华, 陈力. 钻孔咬合灌注桩按刚度分配的计算方法[J]. 建筑结构, 2003,33(11): 25-26.

[5] 杨虹卫, 杨新伟. 钻孔咬合桩的配筋计算方法[J]. 地下空间与工程学报,2008,4(3): 402-405.

[6] BRUNNER, W G. Specialist foundation construction techniques used in the reconstruction of the University Bibliotheca Albertina [J]. Germany Geotechnical Special Publication, 2003, 120 (2): 248-256.

[7] 俞洪良, 张土乔, 杜先. 基于拱梁法原理的拱形水泥土支护结构性状分析[J]. 工业建筑, 1998, 28 (9):8-12.

[8] 张土乔, 张仪萍, 龚晓南. 基于拱梁法原理的深基坑拱形围护结构分析[J]. 土木工程学报, 2002, 35(5):64-69.

[9] 张仪萍, 张土乔. 基坑悬臂式拱形围护结构性状[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(5): 614-617.

[10] 张土乔, 张仪萍, 龚晓南. 基坑单支撑拱形围护结构性状分析[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 99- 103.

[11] 潘泓. 深基坑围护结构内力变形分析[D]. 杭州: 浙江大学, 1996.

[12] 潘泓, 杨小珊, 吴世明. 拱形支护结构的内力、变形计算[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(5): 93-96.

[13] CLOUGH G W, HANSEN L A. Clay anisotropy and braced wall behavior[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1981,107(7):893-913.

[14] ORAZALIN Z, WHITTLE A, OLSEN M. Three-dimensional analyses of excavation support system for the stata centre basement on the MIT campus[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2015.

[15] 孙兴亚. 弧形深基础支护技术应用研究[D]. 开封: 河南大学, 2012.

[16] 耿大新, 余小强, 童立红. 弧形地连墙侧位移计算的新方法[J]. 岩土工程学报,2016,38(12): 2272-2277.

[17] 张前, 杨霜, 杨振甲. 咬合桩等效刚度法在基坑工程中应用[J]. 低温建筑技术,2015,37(8): 140-141.