

PHC 管桩受弯承载力非线性分析

陈志彬, 肖朝昀, 高世雄, 杨小莉

(华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021)

摘要: 基于 ABAQUS 软件,对预应力高强混凝土(PHC)管桩受弯承载力进行非线性数值模拟.采用降温法施加预应力,混凝土本构采用损伤塑性模型,预应力筋采用弹塑性模型.对比 PHC 管桩线弹性模拟与非线性模拟可知:两种分析方法在管桩开裂前的受力性状是一致的,但在管桩进一步受力破坏时表现出很大差别.将非线性模拟得到的开裂弯矩、极限弯矩与先张法预应力混凝土管桩中管桩抗弯性能表所提供的开裂弯矩和极限弯矩进行比较.结果表明:文中采用的本构模型和模拟参数是可靠的.

关键词: PHC 管桩; 受弯承载力; 数值模拟; 非线性分析

中图分类号: TU 378.2 **文献标志码:** A

目前,对预应力高强混凝土管桩(PHC)的受弯性能试验研究主要采用室内抗弯试验和现场水平承载力试验.管品武等^[1]通过预应力管桩 PHC500AB(100)抗弯试验,研究管桩受弯作用下桩身裂缝出现、开展情况及变形特征,分析其承载能力及破坏特征.刘俊伟等^[2]通过一系列室内试验,对预应力混凝土管桩的抗弯及抗剪性能进行研究.针对预应力管桩数值分析方面的研究较少.吴步青^[3]通过 ANSYS 软件对预应力管桩在基坑开挖中的受力特性进行分析.李建宏等^[4]对填芯和非填芯预应力管桩在桩帽接合部的受弯承载力进行非线性分析.周万清等^[5]在 PHC 管桩的水平承载性状分析中对混凝土采用弥散开裂模型,钢筋采用弹塑性模型.本文通过 ABAQUS 软件,对预应力高强混凝土管桩受弯承载力进行非线性分析.

1 预应力混凝土管桩有限元建模

1.1 几何模型建立

预应力管桩的模拟参考文献[6-7]的规定和要求,采用简支梁对称加载.模型选用 PHC500(100)预应力管桩 A,AB,B,C 等 4 种型号,其所对应的预应力分别为 4,6,8,10 MPa,单节桩长 12 m.为方便加载和固定,模型建立了支座部件.数值模拟中的加载方法采用位移加载的方式,直接在跨中位置施加垂直管桩轴向的位移荷载.各桩的加载模型和配筋模型,如图 1,2 所示.

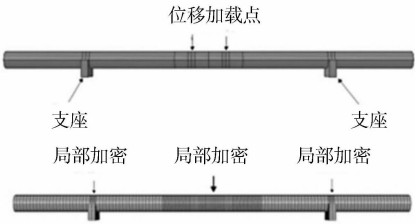


图 1 管桩加载模型
Fig. 1 Loading model of PHC pile

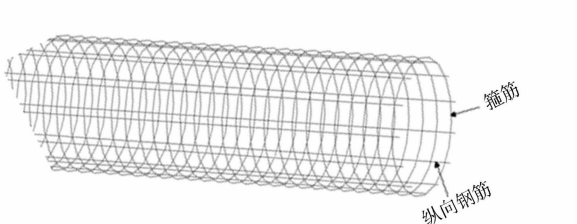


图 2 预应力筋模型
Fig. 2 Model of steel prestressed reinforcement

1.2 材料计算参数

桩身混凝土等级为 C80;弹性模量为 38 GPa;泊松比为 0.2^[7]. 为了避免出现剪切闭锁的现象,采用三维 8 节点非协调实体单元(C3D8I)对模型进行离散. 混凝土本构采用损伤塑性模型^[8-9],这种模型能模拟结构构件在单调、反复荷载作用下混凝土材料的本构关系,并且能考虑材料在荷载作用下的损伤、裂缝开展、裂缝闭合及刚度恢复等行为^[10].

混凝土损伤塑性材料参数中剪胀角为 15.0°;流动势偏移量为 0.1;双轴受压与单轴受压极限强度比为 1.16;不变量应力比为 0.666 7;压缩损伤恢复因子为 1.0;拉伸恢复因子为 0;粘滞系数为 0.005. 混凝土在压缩、拉伸时的应力和非弹性应变变化情况,如表 1 所示. 表 1 中:σ₁ 为压缩应力;σ₂ 为拉伸应力;εⁱⁿ 为非弹性应变;D_c 为损伤因子.

表 1 混凝土本构参数
Tab. 1 Constitutive parameters of concrete

压缩行为			拉伸行为		
σ ₁ /Pa	ε ⁱⁿ	D _c	σ ₂ /Pa	ε ⁱⁿ	D _c
44 674 537.200	0.000 166 511	0	3 110 373.048 0	3.809 19×10 ⁻⁵	0
47 844 033.220	0.000 274 693	0.055 162	2 674 453.931 0	7.355 05×10 ⁻⁵	0.193 414
49 700 804.540	0.000 417 383	0.118 055	1 921 043.491 0	0.000 129 357	0.401 378
50 296 316.410	0.000 593 228	0.185 645	1 239 910.346 0	0.000 207 244	0.546 318
46 458 190.330	0.001 077 154	0.344 388	913 673.118 0	0.000 275 789	0.602 141
35 575 455.240	0.001 937 651	0.549 813	728 911.116 5	0.000 340 606	0.629 010
22 442 218.930	0.003 239 379	0.720 858	610 826.531 5	0.000 403 666	0.644 024
15 559 548.560	0.004 375 705	0.789 219	528 860.329 0	0.000 465 772	0.653 304
11 684 090.780	0.005 431 983	0.821 063	468 535.188 0	0.000 527 304	0.659 466
9 276 274.184	0.006 448 728	0.838 067	422 177.018 0	0.000 588 465	0.663 783
7 659 240.598	0.007 443 756	0.848 113	385 356.467 9	0.000 649 372	0.666 935
6 507 547.207	0.008 425 631	0.854 511	355 342.548 6	0.000 710 096	0.669 312
5 649 610.862	0.009 398 871	0.858 826	330 360.814 5	0.000 770 684	0.671 154
4 987 704.409	0.010 366 050	0.861 868	309 208.260 4	0.000 831 168	0.672 613

本构关系计算式为

σ_{ture} = σ(1 + ε), ε_{ture} = ln(1 + ε), (1)

εⁱⁿ = ε_{ture} - σ_{ture}/E_c, ε^{pl} = b_cεⁱⁿ, (2)

D_c = 1 - σ_{ture}/E_c / (ε^{pl}(1/b_c - 1) + σ_{ture}/E_c). (3)

式(1)~(3)中:σ,ε 分别为实验测得的应力、应变;σ_{ture},ε_{ture} 分别为真实的应力、应变;εⁱⁿ 为非弹性应变;ε^{pl} 为塑性应变;D_c 为损伤因子;E_c 为混凝土弹性模量;b_c 为塑性应变与非弹性应变的比值,根据试验结果,在受压情况下取 0.7,在受拉情况下取 0.1.

预应力钢筋采用一维应变杆单元 T3D2,钢筋本构关系选用弹塑性模型,预应力筋的弹性模量为 200 GPa;泊松比为 0.3;非比例延伸强度为 1.28 GPa;抗拉强度为 1.42 GPa;预应力筋在 1.28,1.42 GPa 处对应的塑性应变分别为 0,0.002. 箍筋采用弹性模型以简化计算,弹性模量和泊松比与预应力筋相同. 预应力筋和箍筋采用嵌入式方法直接嵌到混凝土里面. 支座非主要分析单元采用线弹性钢支座,支座与梁之间用绑定约束固定.

1.3 分析步和荷载

采用 3 个分析步进行荷载施加,分别为预应力、重力和位移荷载施加. 采用自动增量步进行控制,并全部打开非线性开关. 由于实际试验中不同型号桩的加载力不一样,对不同型桩采用不同的加载位移,在到达极限弯矩前一个分析步内,A 桩、AB 桩、B 桩、C 桩施加的位移分别为 50,100,150,200 mm.

1.4 边界条件和网格划分

模型的边界约束主要在 2 个支座处. 单元划分采用结构化网格划分技术,每个单元均为六面体. 在

划分网格时,模型对位移加载区和变形的关键区段进行局部加密细化网格,以提高结果精度;在其他应力变化不显著部位划分较粗的网格,缩短计算时间.

1.5 预应力的施加

在结构分析中,预应力施加有很多方法,如 ABAQUS 自带的初始应力法、等效降温法、力模拟法等. 文中模型采用等效降温法,将预应力筋降温使之收缩,模拟预应力张拉过程^[11]. 模型建立好后,给预应力筋设置一个温度膨胀系数,在分析步之前,对预应力筋设置初始温度值,在第一个分析步中,给预应力筋一个下降的温度值,模拟钢筋收缩,达到对混凝土施加预应力的目的. 钢筋的膨胀系数为 1×10^{-5} , A 桩、AB 桩、B 桩、C 桩的温度差值分别为 360,400,390,430 $^{\circ}\text{C}$.

降温法的计算公式为

$$\sigma_{\text{con}} \cdot A_{\text{con}} = [\alpha(t_2 - t_1) - \sigma_{\text{con}}/E_c] \cdot E_s \cdot A_s.$$

(4)

式(4)中: σ_{con} 为混凝土预压应力; α 为钢筋膨胀系数; t_2 为降温前的温度; t_1 为降温后的温度; E_s 为钢筋的弹性模量; E_c 为混凝土弹性模量; A_s 为纵向钢筋的面积; A_{con} 混凝土截面面积.

2 计算结果分析

2.1 模拟结果与实际值对比

通过判断管桩受拉区应力是否达到桩身混凝土极限拉应力得出开裂弯矩,则极限弯矩为峰值点. 跨中弯矩-加载位移图,如图 3 所示. 图 3 中: M 为跨中截面弯矩; s 为加载位移. 由图 3 可知:随着预应力筋的直径和根数的增加,施加的预应力逐渐增大(从 A 桩到 C 桩),预应力管桩的开裂弯矩和极限弯矩也逐渐增大. A 桩、AB 桩、B 桩、C 桩极限弯矩对应的管桩的挠度分别为 63.20,60.36,56.80,53.30 mm.

与室内先张法预应力混凝土管桩受弯承载力试验^[1]进行对比可知:该试验是对预应力管桩 PHC500AB(100) 进行抗弯试验,这与文中 AB 型桩的模拟参数基本相同;试验达到极限弯矩时,管桩挠度为 62.2 mm,施加的跨中荷载为 112 kN,而文中挠度和施加荷载的模拟值分别为 60.36 mm,123 kN,与实际试验结果较为吻合. 模拟的开裂弯矩和极限弯矩与先张法预应力混凝土管桩中管桩的抗弯性能表^[1]的对比情况,如表 2 所示. 表 2 中: M_{cr} 为开裂弯矩; $M_{\text{cr},1}$, $M_{\text{cr},2}$ 分别为开裂弯矩的模拟值和检验值; ΔM_{cr} 为开裂弯矩模拟值和检验值的差值; M_u 为极限弯矩; $M_{u,1}$, $M_{u,2}$ 分别为极限弯矩的模拟值和检验值; ΔM_u 为极限弯矩模拟值和检验值的差值; η_1 , η_2 分别为开裂弯矩和极限弯矩的差值所占的百分比.

由表 2 可知:文中模拟结果和实际检验值吻合得较好. 由预应力管桩线弹性模拟与非线性分析的对比(图 3)可知:管桩的开裂前的受力行为在线性和非线性分析中差别不大,但开裂后,管桩跨中弯矩与跨中位移不再保持线性,进入非线性阶段,与线弹性模拟差别较大. 因此,采用线弹性模拟只能模拟管桩在开裂前的受力行为,若要模拟开裂后的行为,可参考文中所建议的模型和参数.

表 2 开裂弯矩和极限弯矩模拟结果与检验值的比较

Tab. 2 Comparison between simulation results and test results in cracking moment and ultimate moment

桩型	$M_{\text{cr},1}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_{\text{cr},2}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$\Delta M_{\text{cr}}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$\eta_1/\%$	$M_{u,1}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_{u,2}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$\Delta M_u/\text{kN}\cdot\text{m}$	$\eta_2/\%$
A 桩	100.2	103	-2.8	2.70	165.4	155	10.4	6.7
AB 桩	126.5	125	1.5	1.20	222.2	210	12.2	5.8
B 桩	147.2	147	0.2	0.14	269.2	265	4.2	1.6
C 桩	166.4	167	-0.6	0.36	320.0	334	-14.0	4.2

2.2 混凝土的应力应变

以 AB 型桩为例,分析混凝土的应力、应变情况. 跨中截面混凝土应力(σ)-加载位移(s)图,如图 4 所

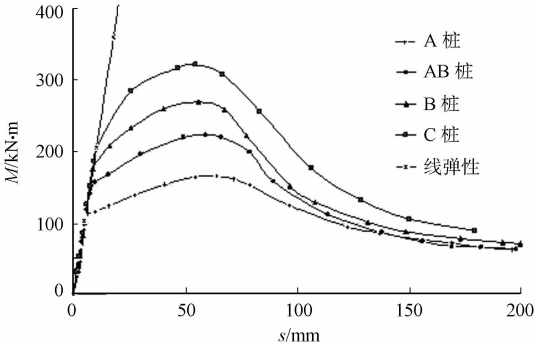


图 3 跨中弯矩-加载位移图

Fig. 3 Diagram of bending moment-load displacement at mid span

示. 由图 4 可知: 在截面底部受拉区应力为线性增长, 达到顶点后开始下降, 且随着加载位移的逐渐增大, 当下降到一个较小值时, 保持不变; 而顶部受压区应力先是线性增长, 随后为非线性增长, 直至截面顶部达到混凝土受压极限时, 开始下降.

跨中截面混凝土应变(ϵ)随高度(H)变化的情况, 如图 5 所示. 由图 5 可知: 在加载过程中随着加载位移的增大, 受压区和受拉区的应变都逐渐增长, 在管桩开裂以后, 受拉区的应变值增长得较快. 在整个加载过程中跨中截面应变变化符合平截面假定, 中性轴在加载过程中逐渐向上移.

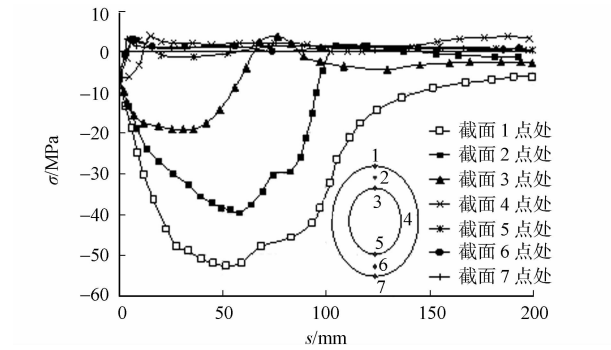


图 4 跨中截面混凝土应力-加载位移图
Fig. 4 Stress-load displacement of concrete at mid span section

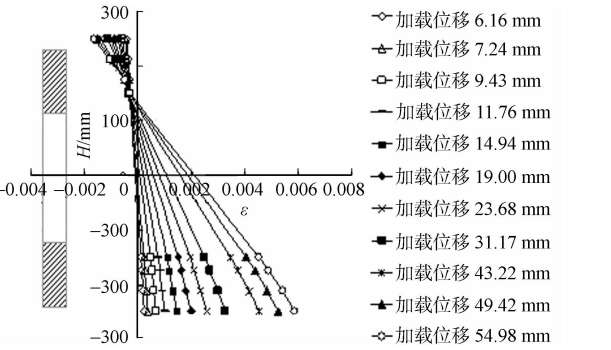
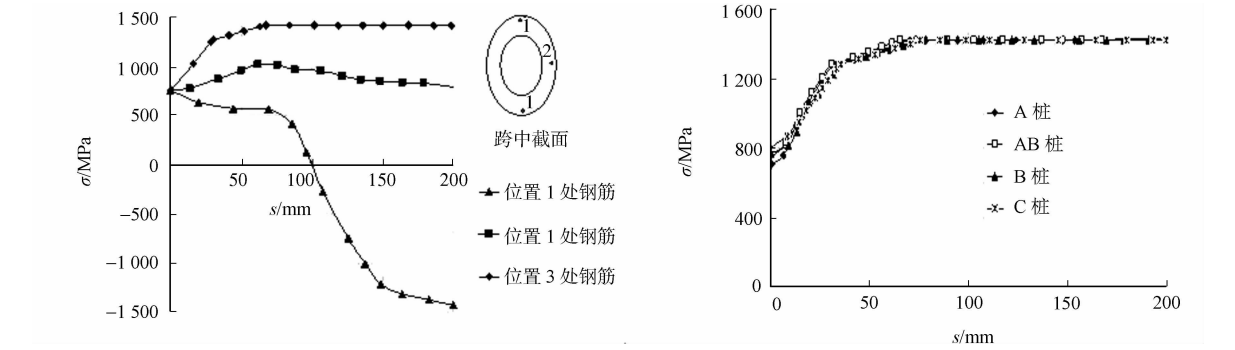


图 5 跨中截面混凝土应变随高度变化图
Fig. 5 Variation of concrete strain with height at mid span section

2.3 预应力筋的应力

预应力筋应力(σ)-加载位移(s)情况, 如图 6 所示. 由图 6(a)可知: 在截面顶部受压区处预应力筋应力变化为塑性下降过程, 而在底部受拉区处预应力筋应力变化为理想弹塑性上升过程, 各个型号桩的预应力筋的变化形态基本一致.



(a) AB 桩跨中截面不同位置预应力筋
(b) 各型号桩底部预应力筋
图 6 预应力筋应力-加载位移图
Fig. 6 Stress of prestress tendon-load displacement

3 结论

通过非线性分析模拟了预应力混凝土管桩的抗弯试验, 得出以下 3 点结论.

1) 对混凝土采用损伤塑性模型, 对钢筋采用弹塑性模型, 并且采用降温法施加预应力来进行 PHC 管桩数值分析, 管桩模拟的开裂弯矩、极限弯矩与实际检验值吻合得较好, 说明了采用的模拟方法较为可靠.

2) 通过对 PHC 管桩线弹性与非线性模拟的对比可知: 这两种分析方法在管桩开裂前的受力性状基本上是一致的, 但是, 在管桩进一步受力破坏时表现出很大差别. 因此, 若要模拟管桩开裂后的行为, 可参考文中所建议的模型和参数.

3) 以 AB 型桩为例, 具体地分析了 PHC 管桩受力过程中混凝土跨中截面不同部位的应力、应变状况以及预应力钢筋的受力性状, 为完善预应力混凝土管桩工程应用研究提供相应参考.

参考文献：

[1] 管品武,唐国斌.先张法预应力混凝土管桩受弯承载力试验研究[J].郑州大学学报(工学版),2006,27(3):6-8.

[2] 刘俊伟,张忠苗,于秀霞,等.预应力混凝土管桩抗弯及抗剪性能试验研究[J].建筑科技学报,2010,41(12):1101-1104.

[3] 吴步青.预应力管桩在基坑开挖中的受力特性及有限元分析[J].结构工程师学报,2005,21(3):60-63.

[4] 李建宏,徐敏,陈丽华,等.预应力混凝土管桩受弯承载力非线性有限元分析[J].安徽建筑工业学院学报(自然科学版),2007,15(4):5-8.

[5] 周万清,梁正琼,蔡健,等.PHC管桩水平承载性状分析[J].三峡大学学报(自然科学版),2008,30(4):39-42.

[6] 国家质量监督检验检疫总局,国家标准化管理委员会.先张法预应力混凝土管桩:GB 13476—2009[S].北京:中国标准出版社,2009:1-23.

[7] 中国建筑标准设计研究院.国家建筑标准设计图集(10G409):预应力混凝土管桩[S].北京:中国计划出版社,2010:1-50.

[8] 彭小婕,于安林,方有珍,等.混凝土损伤塑性模型的参数分析[J].苏州科技学院学报(工程技术版),2010,23(3):40-43.

[9] 张战廷,刘宇峰.ABAQUS中混凝土塑性损伤模型[J].建筑结构学报,2011,41(增刊1):229-231.

[10] 聂建国,王宇航.ABAQUS中混凝土本构模型用于模拟结果精力行为的比较研究[J].工程力学学报,2013,30(4):59-67.

[11] 贾远林,陈世鸣,王新娣,等.体外预应力钢-混凝土连续组合梁非线性数值分析[J].同济大学学报(自然科学版),2011,39(9):1258-1265.

Nonlinear Finite Element Analysis of the Bend-Carrying Capacity of the PHC Pile

CHEN Zhibin, XIAO Zhaoyun, GAO Shixiong, YANG Xiaoli

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

Abstract: Based on the nonlinear finite element software ABAQUS, the bend-carrying capacity of prestressed high strength concrete (PHC) pipe piles is studied nonlinearly. Taking the cooling method to apply prestress, adopting the damage plastic model as the constitutive relationship of reinforced concreted, and adopting the elastic plastic model of the prestress tendon, the linear elastic and nonlinear simulations of PHC pile are carried out. The stress results of two methods are similar before pipe pile cracking, but stress differences between two results vary greatly after cracking. The comparison of cracking moments and ultimate moments between nonlinear simulation and the prestressed concrete pipe pile bending performance table, indicates the constitutive model and simulation parameters is reliable.

Keywords: prestress high concrete pipe piles; bend-carrying capacity; numerical simulation; non-linear analysis

(责任编辑：钱筠 英文审校：方德平)