

文章编号:1005-0523(2009)06-0011-05

圆钢管混凝土不等偏压柱的有限元计算

黄宏¹, 杨超¹, 张安哥¹, 尧国皇²

(1. 华东交通大学土木建筑工程学院, 江西 南昌 330013; 2. 深圳市市政设计研究院有限公司, 广东 深圳 518029)

摘要:在实际工程中,圆钢管混凝土柱两端有可能承受偏心距不同的压力。利用有限元软件 ABAQUS 建模对圆钢管混凝土不等偏压柱的荷载-变形关系全过程进行了计算,计算结果与大量试验结果符合良好,这验证了该方法模拟圆钢管混凝土不等偏压柱受力过程的正确性。最后,列出了采用等效长度法和模型柱法对上述试件承载力的计算结果,通过与试验结果的对比,3种方法均总体偏于安全,其中有限元计算结果吻合最好。

关键词:圆钢管混凝土;偏压;承载力;有限元分析

中图分类号:TU312

文献标识码:A

圆钢管混凝土在压应力的作用下,存在约束套箍作用,这种作用使得其承载力大大提高,延性大大改善;此外,圆钢管混凝土还具有施工方便及造价经济合理等优点,近年来在高层建筑和桥梁中得到广泛的应用。钢管混凝土偏压构件是实际工程中最常见的一种构件,对钢管混凝土偏压构件进行研究具有实际工程意义。对于钢管混凝土偏压柱,当顶部和底部偏心率不同时,即承受不同弯矩,此时除了偏心率对柱的承载能力有显著的影响外,端弯矩比对承载能力也有很大的影响。本文拟对顶部和底部偏心率不同的圆钢管混凝土柱进行研究,本文称之为圆钢管混凝土不等偏压柱。

国内外已有研究者对圆钢管混凝土不等偏压柱进行了试验和理论研究。刘殿忠^[1]进行了27个圆钢管混凝土柱的不等偏压试验研究,并引入耶硕克方法直接求得两端作用不等端弯矩的钢管混凝土偏压柱的稳定承载力,并提出了将不等端弯矩转化为等端弯矩的计算方法;蔡绍怀和顾维平^[2]进行了27个两端弯矩不相等的无侧移钢管混凝土框架柱的试验研究,提出将非标准单元柱转化为标准单元柱,应用“双系数乘积”公式计算其承载能力;Kilpatrick 和 Rangan^[3]进行了25个高强圆钢管混凝土柱的不等偏压试验研究,试验考查的主要参数是构件长细比($\lambda = 42.4 \sim 126.4$)和荷载偏心率($-1 \sim 1$)。另外,丁发兴^[4]利用模型柱法(纤维模型法)对以上文献的承载力进行了计算,并提出了实用计算公式。

本文拟采用有限元软件 ABAQUS 对圆钢管混凝土不等偏压柱的荷载-变形关系全过程进行计算,并与其他研究者的大量试验结果进行对比,用以验证有限元软件 ABAQUS 模拟圆钢管混凝土不等偏压柱受力的正确性。同时,将等效长度法^[2]、模型柱法^[4]的计算结果与本文有限元法的计算结果进行了比较。

1 有限元模型的建立

利用有限元软件 ABAQUS 进行建模,对圆钢管混凝土不等偏压柱的荷载-变形关系进行全过程计算。

(1) 材料的本构关系模型

钢材的本构关系模型采用 ABAQUS 软件中的塑性分析模型,该模型在多轴应力状态下满足经典的 Von Mises 屈服准则,采用各向同性的强化法则,这种模型多用于模拟金属的弹塑性性能。模型采用连接给定数据点的一系列直线来平滑地逼近金属材料的应力-应变曲线,由于低碳软钢和高强钢材的变形特点不同,描述其塑性性能的应力-应变关系曲线分别采用五段式二次塑流模型和双线性模型。

混凝土的本构关系模型采用 ABAQUS 软件中的混凝土塑性损伤模型,该模型是基于拉、压各向同性塑

收稿日期:2009-09-08

基金项目:国家自然科学基金项目(50968006);江西省教育厅科学研究项目(赣教技字[2006]180)

作者简介:黄宏(1977-),女,江西樟树人,博士,副教授,从事组合结构研究。

性的连续线性损伤模型,可较好模拟混凝土在单轴、双轴等复杂状态下的工作性能。塑性损伤模型认为混凝土的破坏可分为拉裂和压碎两种情况,其屈服面和破坏面由等效拉、压塑性应变控制,因此,该模型需要分别采用受拉和受压的应力-塑性应变关系来定义材料的性能。对于单调荷载下的受拉混凝土,采用能量破坏准则来考虑混凝土的受拉软化性能即应力-断裂能关系,该准则基于脆性破坏概念定义开裂的单位面积作为材料参数,具有较好的计算收敛性。核心混凝土的单轴受压应力-应变关系采用刘威(2005)^[5]改进的钢管混凝土中核心混凝土模型,该模型考虑了核心混凝土受钢管被动约束的特点,更适合有限元软件 ABAQUS 对核心混凝土受压应力-应变关系的分析。有限元模型建立时,核心混凝土的泊松比 μ_c 取 0.2,弹性模量按 $E_c = 4\,730 \sqrt{f_c}$ (MPa) 计算^[6],其中 f_c 为混凝土圆柱体抗压强度。

(2) 单元类型的选取与划分

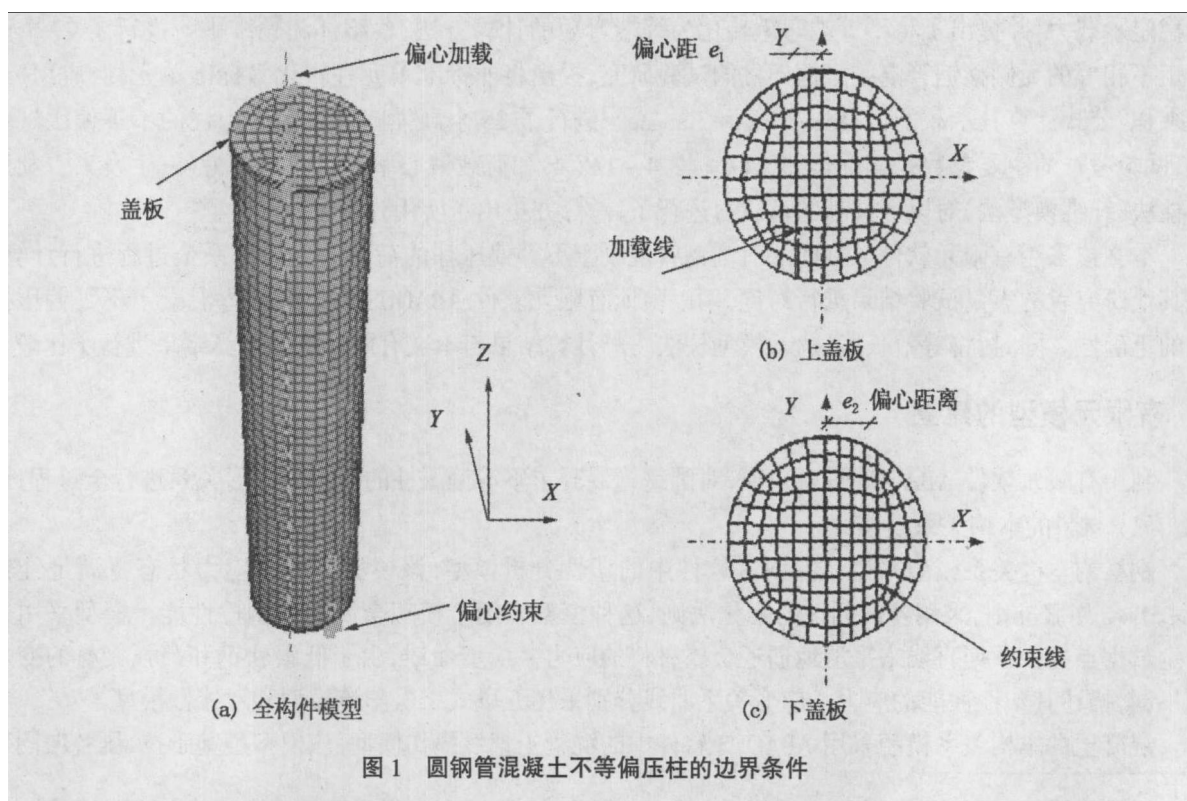
圆钢管采用 4 节点缩减积分格式的壳单元 (S4R),为了满足一定的计算精度,在壳单元厚度方向采用 9 个积分点的 Simpson 积分。盖板和核心混凝土采用 8 节点缩减积分格式的三维实体单元 (C3D8R)。采用结构化网格划分技术,对模型进行单元划分。

(3) 钢管与混凝土的界面模型

钢管与混凝土的界面模型由法向的接触和切向的粘结滑移组成,选择“硬”接触作为钢管与核心混凝土的法向接触行为,即垂直于接触面的压力可以完全地在界面中传递。采用库仑摩擦模型来模拟钢管与核心混凝土界面切向力的传递:界面可以传递剪应力,直到剪应力达到临界值,界面之间产生相对滑动,摩擦系数 μ 取 0.6。

(4) 边界条件

采用全构件模型进行模拟计算,如图 1 (a) 所示。对上盖板施加偏心距为 e_1 的线荷载,约束加载线的 X 和 Y 方向位移,如图 1 (a) 和 (b) 所示,加载方式采用位移加载。对下盖板进行线约束,该线与加载线相平行,偏心距为 e_2 ,约束该线 X 、 Y 、 Z 三个方向的位移,如图 1 (a) 和 (c) 所示。



2 理论计算与试验的对比

为了验证以上所建有限元模型计算结果的正确性,本文对文献[1~3]中的 79 个圆钢管混凝土不等偏

压柱的试验进行了模拟。试件具体参数见表 1,其中 D 为圆钢管直径, t 为管壁厚度, f_y 为钢材的屈服强度, f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度, N_e 为试验测得的试件承载力, N_{cl} 为采用文献[4]中模型柱法计算得到的试件承载力, N_{c2} 为采用文献[2]等效长度法计算得到的试件承载力, N_{c3} 为本文有限元计算得到的试件承载力。图 2 将部分试件实测荷载(N_e)和跨中挠度(u_m)的全过程曲线与有限元计算曲线进行了比较。

表 1 不等端弯矩圆钢管混凝土偏压柱极限承载力试验结果与计算结果的比较

序号	试件 编号	$D \times t/\text{mm}$	L /mm	f_y /MPa	f_{cu} /MPa	e_1, e_2 /mm	试验 N_e/kN	模型柱 N_{cl}/kN	N_{cl}/N_e	等效长度 N_{c2}/kN	N_{c2}/N_e	有限元 N_{c3}/kN	N_{c3}/N_e	数据 来源
1	SC-16	101.5×2.4	2 175	410	96.7	50, 50	157	164.2	1.046	200.7	1.278	161.1	1.026	Kilpatrick ^[1]
2	SC-17					50, 30	183	209.7	1.146	231.6	1.266	183.9	1.005	
3	SC-18					50, 20	196	216.9	1.107	245.9	1.255	197.4	1.007	
4	SC-19					50, 10	215	224.7	1.045	259.2	1.206	212.6	0.989	
5	SC-20					50, 0.0	237	232.1	0.979	271.0	1.143	227.8	0.961	
6	SC-21					50, -10	256	240.3	0.939	281.0	1.098	244.6	0.955	
7	SC-22					50, -20	266	248.9	0.936	288.5	1.085	260.0	0.977	
8	SC-23					50, -20	266	248.9	0.936	288.5	1.085	260.0	0.977	
9	SC-24					40, 30	197	237.3	1.205	252.4	1.281	199.8	1.014	
10	SC-25					40, 10	243	258.5	1.064	293.3	1.207	236.6	0.974	
11	SC-26					40, 0.0	260	269.5	1.037	310.6	1.195	256.3	0.986	
12	SC-27					40, -10	281	281.0	1.000	324.5	1.155	279.4	0.994	
13	SC-28					40, -20	331	293.2	0.886	273.7	0.827	305.4	0.923	
14	SC-29					30, 20	244	287.0	1.176	307.3	1.259	239.0	0.980	
15	SC-30					30, 0.0	318	320.2	1.007	366.8	1.153	290.3	0.913	
16	SC-31					30, -10	340	338.4	0.995	387.3	1.139	327.0	0.962	
17	SC-32					30, -20	384	356.7	0.929	397.3	1.035	365.2	0.951	
18	SC-33					20, 20	282	273.3	0.969	331.7	1.176	269.0	0.954	
19	SC-34					20, 0.0	367	393.5	1.072	447.8	1.220	346.0	0.943	
20	SC-35					20, -10	411	424.6	1.033	481.1	1.171	400.8	0.975	
21	SC-36					40, -30	344	306.1	0.890	336.9	0.979	322.6	0.938	
22	SC-37					40, -40	385	318.9	0.828	333.7	0.867	367.9	0.956	
23	SC-38					0, 0.0	523	690.5	1.320	538.5	1.030	578.6	1.106	
24	SC-39					50, -30	303	257.7	0.850	293.0	0.967	276.7	0.913	
25	SC-40					50, -50	344	276.3	0.803	291.2	0.847	305.6	0.888	
26	A1	108×4.5	2 710	318.7	63.03	99, 49.5	154.8	159.9	1.033	150.5	0.972	139.9	0.904	刘殿忠 ^[2]
27	A2					99, 0.0	174.4	173.6	0.995	173.3	0.994	162.9	0.934	
28	A3					99, -49.5	222.5	189.6	0.852	187.3	0.842	183.7	0.826	
29	B1					99, 49.5	168.6	167.7	0.995	165.5	0.982	154.7	0.918	
30	B2					99, 0.0	203.8	179.6	0.881	187.0	0.918	177.4	0.870	
31	B3					99, -49.5	219.5	196.1	0.893	200.5	0.913	192.2	0.876	
32	B4					74.2, 37.1	224.4	208.8	0.930	206.2	0.919	195.4	0.871	
33	B5					74.2, 0.0	254.8	223.6	0.878	232.9	0.914	223.4	0.877	
34	B6					74.2, -37.1	277.3	240.5	0.867	250.0	0.902	249.2	0.899	
35	B7					49.5, 24.8	257.7	275.9	1.071	273.0	1.059	246.2	0.955	
36	B8					49.5, 0.0	311.6	295.1	0.947	308.3	0.989	287.3	0.922	
37	B9					49.5, -24.8	345.0	316.0	0.913	330.6	0.958	328.2	0.951	
38	B10					39.6, 19.8	296.0	316.5	1.069	313.7	1.060	280.5	0.948	
39	B11					39.6, 0.0	352.8	338.0	0.958	354.3	1.004	321.0	0.910	
40	B12					39.6, -19.8	397.9	361.0	0.907	379.9	0.955	371.7	0.934	
41	C1					99, 49.5	203.8	176.0	0.864	183.8	0.902	172.8	0.848	
42	C2					99, 0.0	213.6	185.9	0.870	204.2	0.956	192.4	0.901	
43	C3					99, -49.5	226.4	196.2	0.867	217.8	0.962	204.1	0.902	
44	C4					74.2, 37.1	243.0	222.1	0.914	228.9	0.942	219.8	0.905	
45	C5					74.2, 0.0	290.1	234.7	0.809	254.3	0.877	249.5	0.860	
46	C6					74.2, -37.1	296.0	251.7	0.850	271.3	0.917	267.2	0.903	
47	C7	108×4.5	1 640	318.7	63.03	49.5, 24.8	321.4	299.0	0.930	303.1	0.943	289.4	0.900	
48	C8					49.5, 0.0	372.1	315.9	0.849	336.7	0.905	332.0	0.892	
49	C9					49.5, -24.8	399.8	335.7	0.840	359.2	0.898	364.5	0.912	
50	C10					39.6, 19.8	378.3	346.5	0.916	348.3	0.921	33.5	0.882	
51	C11					39.6, 0.0	450.8	365.3	0.810	386.9	0.858	377.6	0.838	
52	C12					39.6, -19.8	456.7	387.5	0.848	412.8	0.904	420.8	0.921	

续表 1

序号	试件 编号	$D \times t/mm$	L/mm	f_a/MPa	f_{cu}/MPa	$e_1, e_2/mm$	试验 N_e/kN	模型柱 N_{cl}/kN	N_{cl}/N_e	等效长度 N_{e2}/kN	N_{e2}/N_e	有限元 N_{a3}/kN	N_{a3}/N_e	数据 来源
53	PB1-1	166×5	870	313.6	51.4	20,0	1 470	1 358.0	0.924	1 522.3	1.036	1 406.0	0.956	蔡绍怀 ^[3]
54	PB1-2					20,0	1 519	1 358.0	0.894	1 522.3	1.002	1 406.0	0.926	
55	PB1-3					40,0	1 240	1 012.4	0.816	1 151.0	0.928	1 147.0	0.925	
56	PB1-4					40,0	1 245	1 012.4	0.813	1 151.0	0.924	1 147.0	0.921	
57	PB1-5					100,0	707	513.4	0.726	665.3	0.941	617.1	0.873	
58	PB1-6					100,0	637	513.4	0.806	665.3	1.044	617.1	0.969	
59	PB2-1	166×5	1 700	297.9	51.4	20,0	1 465	1 176.6	0.803	1 289.7	0.880	1 180.0	0.805	
60	PB2-2					20,0	1 431	1 176.6	0.822	1 289.7	0.901	1 180.0	0.825	
61	PB2-3					40,0	1 093	887.6	0.812	975.1	0.892	976.5	0.893	
62	PB2-4					40,0	1 147	887.6	0.774	975.1	0.850	976.5	0.851	
63	PB2-5					100,0	586	474.7	0.810	563.7	0.962	541.6	0.824	
64	PB2-6					100,0	568	474.7	0.836	563.7	0.992	541.6	0.954	
65	PB3-1	166×5	2 220	277.3	51.4	20,0	1 225	1 067.8	0.872	1 134.3	0.926	1 030.0	0.841	
66	PB3-2			277.3		20,0	1 156	1 067.8	0.924	1 134.3	0.981	1 030.0	0.891	
67	PB3-3			277.3		40,0	916	804.3	0.878	857.6	0.936	850.4	0.928	
68	PB3-4			279.3		40,0	896	807.6	0.901	857.6	0.962	853.5	0.953	
69	PB3-5			279.3		100,0	477	437.5	0.917	498.2	1.044	496.5	1.041	
70	PB3-6			277.3		100,0	515	435.1	0.845	495.7	0.962	494.1	0.959	
71	PC1-1	166×5	3 200	285.2	34.8	20,-20	1 022	887.9	0.869	953.6	0.933	1 021.0	0.999	
72	PC1-2		3 200	289.1	34.8	20,-20	1 094	895.1	0.818	961.4	0.879	1 029.0	0.941	
73	PC1-3		2 450	285.2	34.8	40,-20	860	699.4	0.813	779.2	0.906	805.5	0.937	
74	PC1-4		2 450	303.8	34.8	40,-20	907	731.1	0.806	809.4	0.892	835.6	0.921	
75	PC1-5		1 540	290.1	51.4	20,-20	1 460	1 297.3	0.889	1 441.7	0.987	1 378.0	0.944	
76	PC1-6		1 540	290.1	51.4	20,-20	1 568	2 197.3	0.827	1 441.7	0.919	1 378.0	0.879	
77	PC1-7		1 540	290.1	51.4	100,-100	657	486.7	0.741	630.1	0.959	590.0	0.898	
78	PC1-8		2 200	290.1	51.4	60,-20	809	676.4	0.836	749.2	0.926	771.5	0.954	
79	PC1-9		2 200	290.1	51.4	60,-20	882	676.4	0.767	749.2	0.849	771.5	0.875	

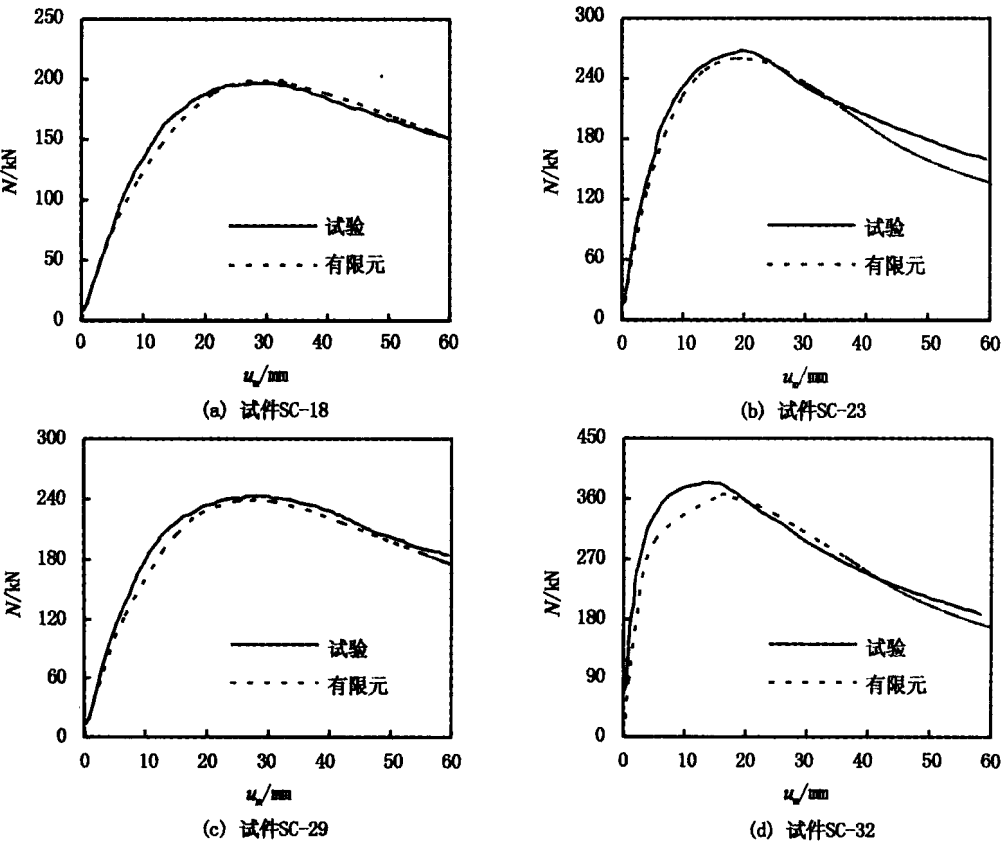


图2 文献[3]试验测得荷载-挠度关系曲线与本文计算曲线的比较

表1中纤维模型法计算承载力与试验测得承载力比值(N_{c1}/N_e)的平均值为0.915,均方差为0.012 2;采用等效长度法计算承载力与试验测得承载力的比值(N_{c2}/N_e)的平均值为0.996,均方差为0.014 3;有限元计算承载力与试验测得承载力的比值(N_{c3}/N_e)的平均值为0.928,均方差为0.002 8;由此可见,3种方法的承载力计算结果总体偏于安全,其中有限元的承载力计算结果偏差最小。模型柱法和有限元计算方法相比,模型柱法的计算是建立在更多假设的基础上,因此有限元计算方法更接近实际情况,其承载力计算结果比模型柱法也更准确。等效长度法对文献[1]和文献[2]的计算结果与试验结果符合较好,但该方法对文献[3]计算结果与试验结果偏差较大,且总体偏于不安全,这可能是由于文献[3]中采用了高强混凝土,超出了该计算方法的适用范围。

3 结语

通过本文的分析可得如下结论:

(1) 本文所建立的有限元模型可较好预测圆钢管混凝土不等偏压柱的承载力,有限元承载力计算结果与等效长度法和纤维模型法的计算结果均总体偏于安全。

(2) 本文所建立的有限元模型能很好地模拟圆钢管混凝土不等偏压柱的荷载-变形全过程。

(3) 随着材料向高强度的发展,有必要提出适用范围更广泛的计算方法。

在本文的有限元计算方法得到试验验证的基础上,结合钢管和混凝土的应力分布云图^[7],还能进一步对该类构件的工作机理进行研究。

参考文献:

[1] 刘殿忠.在不等端弯矩作用下钢管混凝土偏压柱稳定承载力的计算[J].哈尔滨建筑工程学院学报,1986,19(1):18-25.
[2] 蔡绍怀,顾维平.弯矩分布图形对钢管混凝土无侧移柱承载能力的影响[J].建筑结构学报,1990,11(5):1-8.
[3] Kilpatrick A E, Rangan B V. Tests on high-strength concrete-filled steeltubular columns[J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(2): 268-274.
[4] 丁发兴.圆钢管混凝土结构受力性能与设计方法研究[D].湖南:中南大学,2006.
[5] 刘 威.钢管混凝土局部受压时的工作机理研究[D].福州:福州大学,2005.
[6] American Concrete Institute. ACI-318-02, Building code requirements for structural concrete and commentary[S]. Farmington Hills, Detroit, USA, 2002.
[7] 黄 宏,张安哥,赵 兵.方钢管混凝土双向偏压构件有限元分析[J].华东交通大学学报,2009,26(2):8-12.

Finite Element Algorithm of Circular Concrete-filled Steel Tubes Columns
Subjected to Double Curvature Bending

HUANG Hong¹, YANG Chao¹, ZHANG Ange¹, YAO Guo-huang²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China; 2. Shenzhen Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd, Shenzhen 518029, China)

Abstract: In practical projects, circular concrete-filled steel tube columns are subjected to double curvature bending possibly. In this paper, load-deformation relationship of circular concrete-filled steel tube columns subjected to double curvature bending are analyzed by finite element software ABAQUS. The calculated results are in good agreement with the experimental results, which verifies the correctness of finite element calculation. Finally, the results of equivalent length method and fiber model method for the calculation of bearing capacity of the above-mentioned specimen are listed. The results of three methods are generally conservative and finite element calculation agrees with experimental results.

Key words: circular concrete-filled steel tube; eccentric compression; bearing capacity; finite element analysis
(责任编辑:王全金)