文章编号:1674-2974(2024)05-0001-11 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2024042

局部环向变厚度方钢管混凝土柱偏压力学性能研究

张望喜[1,2†],廖宏臻[1],解圆聪[1],张倚天[1,3],张瑾熠[1,3],易伟建[1,2]
[1. 湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082;
2. 工程结构损伤诊断湖南省重点实验室(湖南大学),湖南 长沙 410082;
3. 湖南建设投资集团有限责任公司,湖南 长沙 410004]

摘 要:针对海洋环境中飞溅区造成的钢管混凝土柱局部环向腐蚀现象,采用机械削减方式模拟钢管壁厚局部环向腐蚀,进行了7个方钢管混凝土柱偏压试验,揭示了削弱率和偏心率对其偏压承载力的影响,并通过数值模拟对削弱率进行拓展分析.提出了基于削弱率的偏压承载力降低系数,代入中、美规范进行偏压承载力计算.结果表明:钢管的局部环向变厚度严重削弱了方钢管混凝土柱的偏压承载力和侧向挠曲能力;较大的加载偏心率也降低了其偏压承载力,但增大了其侧向挠曲能力.引入偏压承载力降低系数后,根据中、美规范计算得到的偏压承载力与试验值均吻合较好;相比于我国规范,美国规范在计算偏压承载力时相对更加保守.

关键词:方钢管混凝土;变厚度;偏压构件;有限元模拟;承载力计算修正
中图分类号:TU398.9 **文献标志码**:A

Study on Mechanical Behavior of Concrete-filled Square Steel Tubular Columns with Local Circumferential Variable Thickness under Eccentric Compression

ZHANG Wangxi[1,2†], LIAO Hongzhen[1], XIE Yuancong[1], ZHANG Yitian[1,3], ZHANG Jinyi[1,3], YI Weijian[1,2]
[1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;
2. Key Laboratory on Diagnosis for Engineering Structures of Hunan Province(Hunan University), Changsha 410082, China;
3. Hunan Construction Investment Group Co. Ltd. , Changsha 410004, China]

Abstract: Aiming at the phenomenon of local circumferential corrosion of concrete-filled steel tubular columns caused by splash zone in the marine environment, this paper uses the mechanical reduction method to simulate the local circumferential corrosion of steel tube wall thickness and carries out seven eccentric compression tests of concrete-filled square steel tubular columns, reveals the influence of corrosion rate and eccentricity on its eccentric compression bearing capacity, and expands the analysis of corrosion rate through numerical simulation. Finally, the reduction coefficient of eccentric compression bearing capacity based on the weakening rate is proposed, which is

* **收稿日期**:2023-04-13
基金项目:国家自然科学基金资助项目(52078201), National Natural Science Foundation of China(52078201)
作者简介:张望喜(1971—),男,湖北黄冈人,湖南大学教授,工学博士
† 通信联系人,E-mail: wxizhang2000@hnu.edu.cn

brought into the Chinese and American codes to calculate the eccentric compression bearing capacity. The results show that the local circumferential variable thickness of steel tubes seriously weakens the eccentric bearing capacity and lateral deflection capacity of concrete-filled square steel tubular columns. The larger loading eccentricity also reduces its eccentric bearing capacity but increases its lateral deflection capacity. After introducing the reduction factor of eccentric compression bearing capacity, the eccentric compression bearing capacity calculated according to China and the US codes is in good agreement with the experimental values. Compared with the Chinese code, the calculated method in American code is more conservative in calculating eccentric bearing capacity.

Key words: concrete-filled square steel tube; variable thickness; eccentric compression members; finite element simulation; modified method for capacity calculation

钢管混凝土构件在腐蚀性环境中使用时,外钢管会不可避免地遭受到自然作用而发生腐蚀,钢管的壁厚及材料性能均会有所削弱,导致整个构件承载力下降,结构的安全性降低,持续恶化的腐蚀更是会威胁人身安全,造成严重工程事故.应用于海洋环境中的钢管混凝土结构,在海水浪花飞溅区容易形成严重的局部环向腐蚀[1].

过去的几十年里,国内外学者对钢管混凝土偏压力学性能进行了大量的研究工作.蔡绍怀等[2]基于试验研究了荷载偏心率和构件长细比对钢管混凝土偏压承载力的影响.Rangan等[3]完成了9根钢管高强混凝土长柱偏心受压试验,提出了一种钢管高强混凝土长柱承载力简化计算方法.Han等[4]完成了21个方钢管混凝土偏压柱试验,并基于统一强度理论提出了承载力计算方法.Zeghiche等[5]通过试验研究了长细比和偏心距对圆钢管混凝土偏压性能的不同影响.Ellobody等[6]通过有限元软件ABAQUS对钢管混凝土的偏压力学性能展开了参数分析,并将计算结果同欧洲规范EC4进行了比较.Albero等[7]对不同偏心率下加载的圆形混凝土填充钢管梁柱进行试验,评估了欧洲规范EC4和美国AISC 360-16规范提供的二阶效应方程.Rui等[8]对11个T型钢管混凝土柱在对称轴上的偏心载荷下进行了测试,提出了T型钢管混凝土柱轴心和偏心受压极限承载力的简化计算公式.

近年来,众多学者也对腐蚀后钢管混凝土构件的力学性能开展了一系列试验研究和理论分析,取得了一定的成果.Potyondy[9]进行了海洋环境中的钢管混凝土短柱轴压试验.Karagah等[10]通过机械加工削减壁厚进行了局部腐蚀短钢柱的轴压试验,发现美国规范AISC推荐的有效宽度法对腐蚀钢柱轴压承载力的预测最佳.Ding等[11]完成了带有人工开口的方钢管混凝土短柱轴压试验,机械切割模拟局部腐蚀试件与实际腐蚀试件的试验结果相似.Yuan等[12]完成了12个腐蚀后圆钢管混凝土长柱的低周反复试验,并对腐蚀率和轴压比两个参数进行分析.Hua等[13]完成了18个在氯离子腐蚀和长期荷载共同作用下的方钢管混凝土压弯试验.Zhang等[14]研究了腐蚀后薄壁圆钢管混凝土短柱的轴压性能,通过非线性回归得到了相应的承载力计算式.Gao等[15]完成了经盐雾腐蚀和冻融循环的圆钢管混凝土轴压试验.

综上可见,目前对腐蚀后钢管混凝土构件的研究已较为丰富,但相关研究主要集中在整体均匀腐蚀,而针对局部变厚度对构件偏压力学性能影响的研究较为缺乏.针对海洋环境中浪花飞溅区造成的钢管混凝土柱局部环向腐蚀现象,本文采用机械削减方式模拟钢管壁厚局部环向腐蚀,进行了7个方钢管混凝土柱偏压试验,揭示了削弱率和偏心率对其偏压承载力的影响,并通过数值模拟对削弱率进行了拓展分析.最后提出了基于削弱率的偏压承载力降低系数,代入中、美规范进行了偏压承载力计算并与试验进行了对比.本研究工作可为后续局部环向变厚度方钢管混凝土柱偏压相关研究和实际工程应用提供一定参考.

1 试验概况

1.1 试件设计

本次试验共设计了7个1/2缩尺方钢管混凝土试件,其中包括6个局部环向变厚度方钢管混凝土

试件和1个对照试件.试件具体参数见表1.

表1　试件具体参数

Tab.1　Specific parameters of specimens

试件编号	t/mm	d/mm	l/mm	e/mm	N_{ue}/kN	N_{us}/kN	误差/%
SS-0-0-4	2.98	—	—	40	1 331.9	1 347.1	1.14
SS-1-200-4	2.96	1.00	200	40	1 090.0	1 081.2	−0.81
SS-2-200-4	2.97	1.97	200	40	943.3	905.9	−3.96
SS-1-150-4	2.97	0.99	150	40	1 128.1	1 092.4	−3.16
SS-1-100-4	3.01	1.03	100	40	1 197.5	1 234.2	3.06
SS-1-150-2	3.00	0.98	150	20	1 256.3	1 348.0	7.30
SS-1-150-6	2.99	1.00	150	60	850.5	902.6	6.13

注:试件编号中,SS表示方钢管混凝土试件,后续三个数字分别表示局部削弱深度、局部削弱高度和偏心率(2、4、6分别表示偏心率为0.2、0.4、0.6);t表示钢管壁厚;d表示局部削弱深度;l表示局部削弱高度;e表示偏心距;N_{ue}、N_{us}分别为承载力试验值和有限元模拟值;误差=(模拟值−试验值)/试验值×100%.

试验的主要研究参数为偏心率、局部削弱深度和局部削弱高度.所有试件高度L均为1 000 mm,方钢管混凝土试件边长B均为200 mm.钢管均为直缝钢管,局部改变厚度均为环向切削,且中心位于钢管中间高度,通过数控机床对试件切削区按预定的局部削弱深度设计值进行人工机械壁厚削减.钢管两端均焊接一250 mm×250 mm×30 mm端板,使外钢管和核心混凝土共同受力.试件的构造详图见图1.

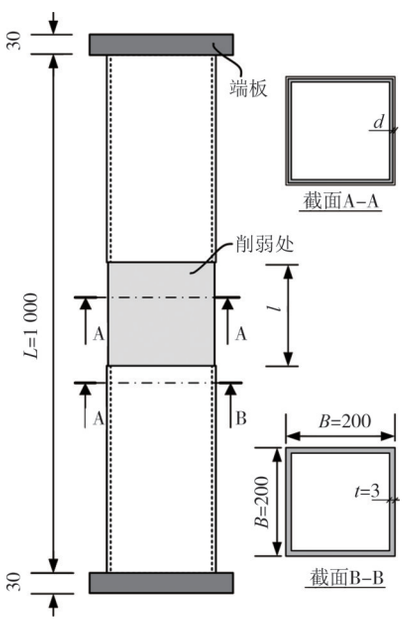


图1　试件构造详图(单位:mm)

Fig.1　Detail of specimen construction(unit:mm)

1.2　材性试验

试件核心混凝土设计强度等级为C30,在浇筑试件时预留了6个边长150 mm的混凝土标准立方体试块,并和试件在同条件下自然养护28 d,测得的混凝土抗压强度及其平均值见表2.

表2　混凝土抗压强度

Tab.2　Compressive strength of concrete

试块编号	抗压强度f_{cu}/MPa	抗压强度平均值$f_{cu,m}$/MPa
试块一	31.1	30.5
试块二	29.3	30.5
试块三	29.8	30.5
试块四	29.8	30.5
试块五	31.7	30.5
试块六	31.3	30.5

所有钢材拉伸试件均由与钢管同一批钢材制作而成,共6个,根据标准方法[16]进行材性试验,其结果如表3所示.

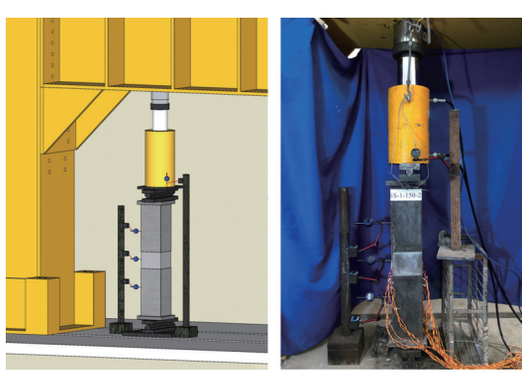
表3　钢材力学性能

Tab.3　Mechanical properties of steel

试件编号	屈服强度f_y/MPa	极限强度f_u/MPa	弹性模量E_s/GPa
试件一	489	576	206
试件二	486	576	
试件三	462	554	
试件四	498	581	
试件五	486	571	
试件六	483	576	
平均值	484	572	206

1.3　加载与测量方案

本试验为单调静力加载试验,试件两端分别放置了一刀口铰支座以模拟铰接的边界条件.试验通过改变刀口铰支座中心与试件中心的相对距离来实现偏心率的改变.试验竖向荷载通过液压千斤顶施加,液压千斤顶最大量程为200 t,最大行程为300 mm.在液压千斤顶与反力架之间放置一力传感器以采集竖向荷载.试验加载装置如图2所示.



(a)试验加载装置示意图　(b)试验加载装置现场图

图2　试验加载装置图

Fig.2　Test loading device diagram

钢管应变片布置见图3.所有试件的应变片均布置于柱中削弱区,每个测点均粘贴纵向和横向两个应变片.在远轴力侧(即距离轴力较远一侧)和近轴力侧(即距离轴力较近一侧)分别设置3个测点,在侧面设置5个测点,间隔50 mm.百分表布置见图4.试件轴向位移由百分表1#~2#测量读取;试件侧向挠度由百分表3#~5#测量,并沿试件远轴力侧柱高四分点处分别布置百分表.

7个试件均采用荷载-位移混合控制方法进行分级加载,先进行预加载,正式加载时,先按每级预计承载力的1/10加载至试件屈服,每级持荷3 min;当钢管近轴力侧纵向应变屈服后,每级荷载调整为预计承载力的1/20,每级荷载持荷3 min;当荷载达到预计承载力的90%时,改用轴向位移控制加载,每级位移约0.5 mm,直至荷载降低至峰值荷载的85%或试件变形过大,停止试验.

2 试验结果及分析

2.1 破坏形态

2.1.1 试件整体破坏形态

图5给出了方钢管混凝土偏压试件的整体破坏形态.所有试件以发生整体失稳破坏为主,试件近轴力侧和侧面削弱区中部钢管出现相互贯通的局部鼓曲,且以近轴力侧削弱区中部钢管的局部鼓曲最为严重.局部削弱深度越大,试件出现鼓曲的时间越早,试件SS-2-200-4和SS-1-200-4分别在各自85.3%N_u和93.8%N_u时出现鼓曲,N_u为试件峰值荷载;局部削弱高度越大,试件出现鼓曲的时间越早,试件SS-1-200-4、SS-1-150-4和SS-1-100-4分别在各自93.8%N_u、95.2%N_u和96.3%N_u时出现鼓曲;随着偏心率的减小,鼓曲逐渐从近轴力侧往远轴力侧延伸,并覆盖整个侧面.

2.1.2 核心混凝土破坏形态

剖开所有试件削弱区附近钢管以观察核心混凝土破坏形态,局部环向变厚度方钢管混凝土试件的核心混凝土破坏形态如图6所示.可以发现,由于近轴力侧削弱区钢管出现鼓曲,无法提供有效约束,近轴力侧相应位置的核心混凝土被明显压碎;远轴力侧削弱区核心混凝土出现多道明显的横向裂缝,且大致呈对称分布;试件侧面受压区核心混凝土同样由于钢管鼓曲而出现裂纹或被压碎,但压碎程度要轻于近轴力侧,受拉区核心混凝土无明显裂缝.

2.2 荷载-侧向挠度曲线

2.2.1 不同局部削弱深度

图7给出了局部削弱深度对局部环向削弱方钢管混凝土偏压试件荷载-侧向挠度曲线的影响.可以发现,随着局部削弱深度的增加,试件的承载力逐渐降低.在加载前期,试件处于弹性段,曲线的初始斜率均非常接近,但随着荷载的增加,局部削弱深度越

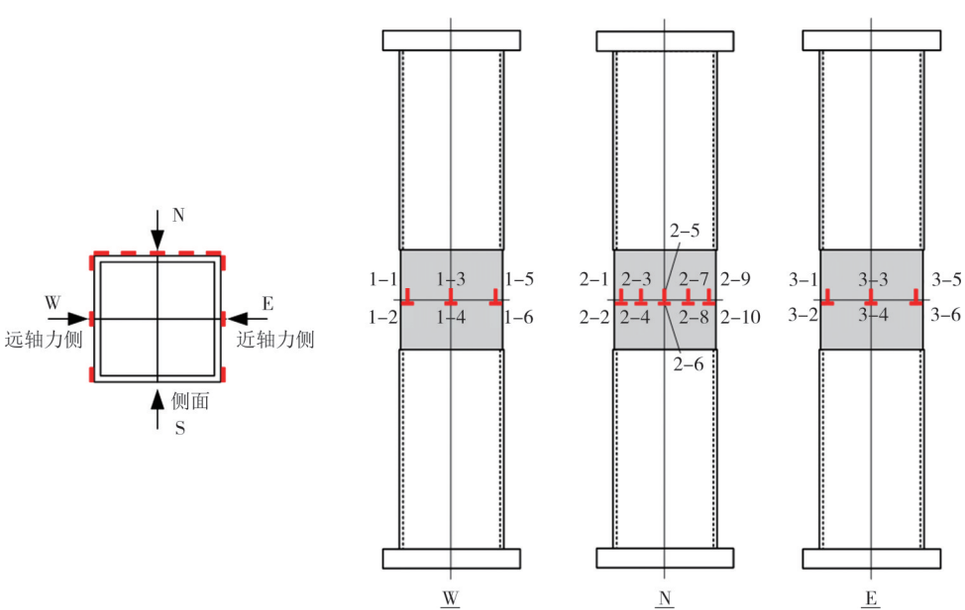


图3 钢管应变片布置图

Fig.3 Steel pipe strain gauge layout

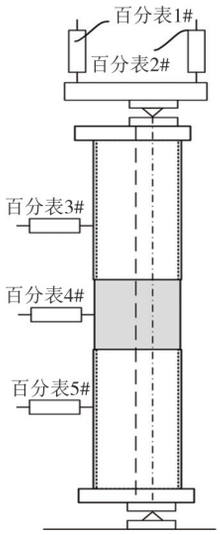


图 4　百分表布置图

Fig.4　Dial indicator layout



图 5　试件整体破坏形态

Fig.5　Overall failure pattern of specimens



(a)近轴力侧　　(b)远轴力侧　　(c)侧面

图 6　方钢管混凝土试件核心混凝土典型破坏形态

Fig.6　Typical failure patterns of core concrete of concrete-filled square steel tube specimen

大的试件,其侧向挠度的增加越快,这表明其侧向刚度越小.在加载后期,削弱试件的荷载-侧向挠度曲线下降段相比于未削弱试件更加陡峭,这表明削弱试件的延性相对更差.对于方钢管混凝土试件,当局部削弱深度从 1 mm 增大到 2 mm,相较于未削弱试件 SS-0-0-4,试件 SS-1-200-4 和 SS-2-200-4 的延性系数分别降低了 18.3% 和 30.0%.

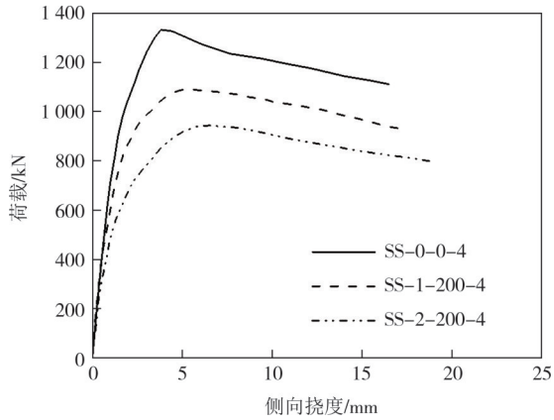


图 7　局部削弱深度对荷载-侧向挠度曲线的影响

Fig.7　Effect of local weakening depth on load-lateral deflection curve

2.2.2　不同局部削弱高度

图 8 给出了局部削弱高度对局部环向削弱方钢管混凝土偏压试件荷载-侧向挠度曲线的影响.可以发现,随着局部削弱高度的增加,试件的承载力逐渐降低.在加载前期,曲线的初始斜率均非常接近,但随着荷载的增加,局部削弱深度越大的试件,其侧向挠度的增加越快,这表明其侧向刚度越小.在加载后期,随着局部削弱高度的增加,试件的延性总体呈逐渐变差的趋势.对于方钢管混凝土试件,当局部削弱高度从 100 mm 增大到 200 mm,相较于未削弱试件 SS-0-0-4,试件 SS-1-100-4、SS-1-150-4 和 SS-1-200-4 的延性系数分别降低了 8.2%、23.9% 和 18.3%.

综上可得,随着局部削弱深度和局部削弱高度的增大,试件的承载力和侧向刚度逐渐降低,延性总体呈变差的趋势.

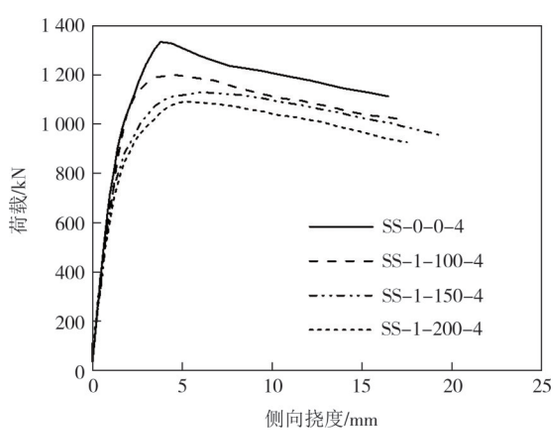


图 8　局部削弱高度对荷载-侧向挠度曲线的影响

Fig.8　Effect of local weakening height on load-lateral deflection curve

2.2.3 不同偏心率

图9给出了偏心率对局部环向变厚度方钢管混凝土偏压试件荷载-侧向挠度曲线的影响.可以发现,随着偏心率的增大,试件的承载力逐渐降低.在加载前期,试件偏心率越大,试件的侧向变形发展就越快,其侧向刚度就相对越小.在加载后期,试件的延性随着偏心率的增大而逐渐提高.当偏心率从0.2增大到0.6,相较于试件SS-1-150-2,试件SS-1-150-4和SS-1-150-6的延性系数分别提高了17.5%和23.6%.

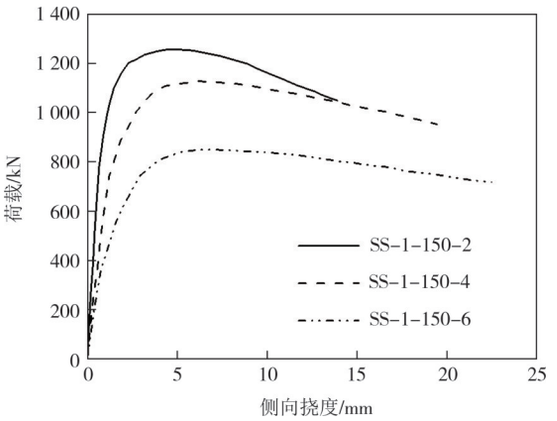


图9 偏心率对荷载-侧向挠度曲线的影响

Fig.9 Effect of eccentricity on load-lateral deflection curve

2.2.4 荷载-应变曲线

图10给出了各试件的荷载-纵向/横向应变曲线,其中正值为拉应变,负值为压应变,1-3/1-4、2-5/2-6、3-3/3-4分别为试件远轴力侧、侧面和近轴力侧柱中应变.由图可以看出,在加载初期,各试件纵横向应变近似呈线性关系,随着荷载的增大,各纵横向应变的增长速度逐渐加快.

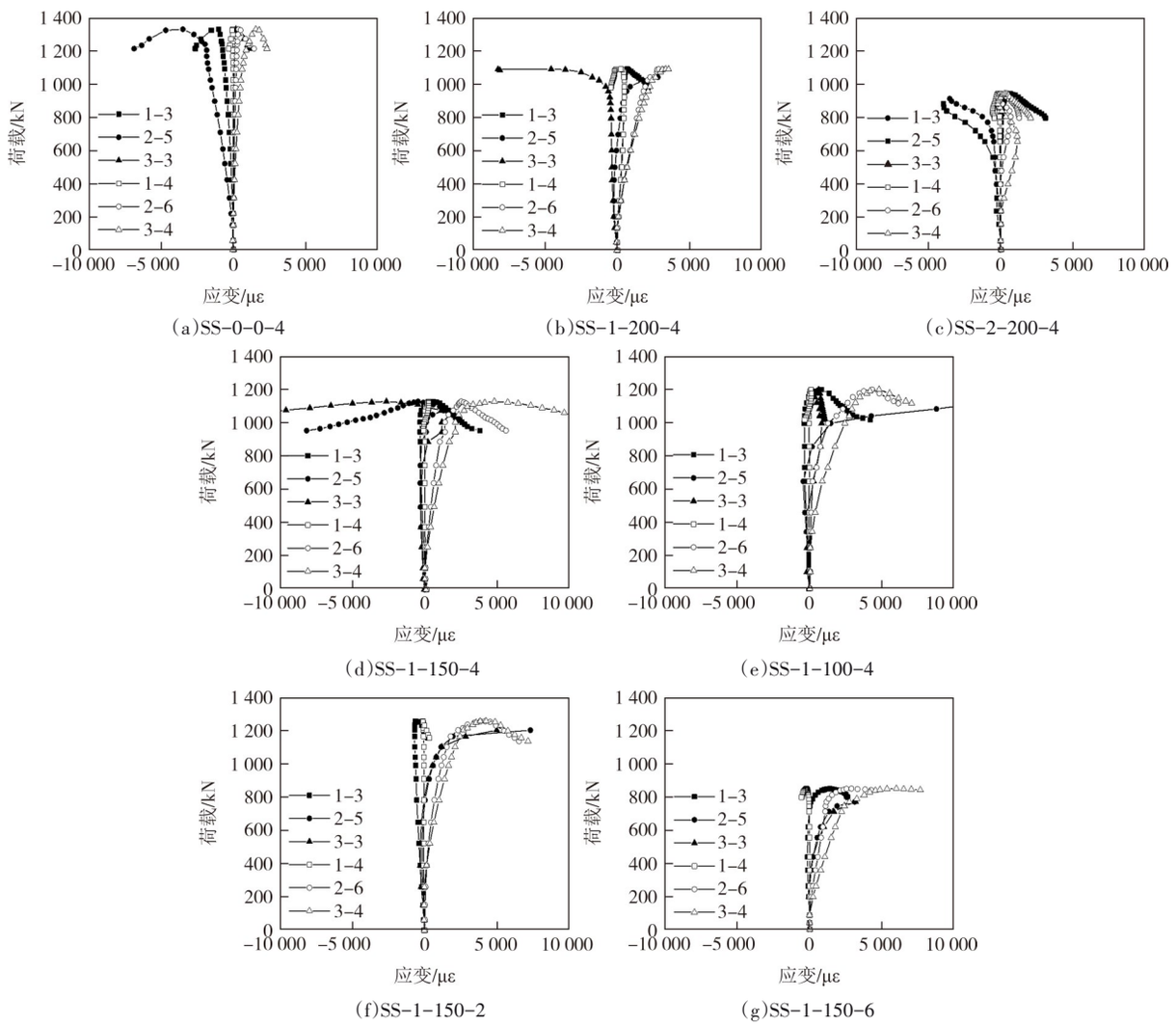


图10 各试件荷载-应变曲线

Fig.10 Load-strain curves of each specimen

对于纵向应变,部分试件远轴力侧纵向应变一开始为负值受压,但数值较小,当试件屈服后逐渐转为正值受拉,且偏心率越小其压应变值越大;随着偏心率的增大,试件峰值荷载时的远轴力侧拉应变不断增大,其中偏心率为0.2的试件SS-1-150-2在达到峰值荷载时远轴力侧仍受压,且近轴力侧和侧面的纵向应变在加载初期始终处于受压状态.此外,随着荷载的增大,方钢管试件在试验过程中出现局部空鼓,以至近轴力侧和侧面纵向应变产生的相关变化分为两种情况:当局部鼓曲发生在试件柱中位置,近轴力侧和侧面纵向应变逐渐由受压转为受拉,且拉应变值迅速增大,如试件SS-1-150-2;当局部鼓曲发生在试件柱中偏下位置,近轴力侧和侧面纵向应变均以受压为主,且近轴力侧的纵向压应变要大于侧面,如试件SS-1-150-4.试件SS-1-200-4由于其局部鼓曲从近轴力侧柱中偏下位置往侧面柱中位置发展,致使其侧面纵向应变在加载后期转为受拉.

对于横向应变,远轴力侧横向应变的发展在多数情况下小于近轴力侧和侧面横向应变的发展.在加载的初期,各个试件的远轴力侧横向应变以受拉为主,然而随着荷载的逐渐增加,试件的远轴力侧横向应变普遍逐渐转为受压,但数值较小.近轴力侧和侧面的横向应变在加载过程中基本上始终保持受拉状态,近轴力侧横向拉应变的发展速度超过了侧面横向拉应变的发展速度,并且两者均已达到钢管的屈服应变.这表明柱中截面钢管进行了壁厚削减,仍可以对核心混凝土提供较好的约束作用.

3 有限元分析

3.1 有限元模型的建立

3.1.1 单元类型

本文在建立有限元模型时,混凝土选用C3D8R实体单元;由于钢管的壁厚要远小于其直径、边长和高度,故方钢管选用S4R壳单元.对于存在局部环向变厚度的模型,本文通过对钢管部件切割,将钢管单元拆分成未削弱区和削弱区,对未削弱区赋予初始厚度,对削弱区赋予经过削减的厚度进行模拟.经过试算,此方法具有较好的模拟结果.

3.1.2 材料本构

钢材应力-应变关系选用五段式模型[17],包括弹性段、弹塑性段、塑性段、强化段和二次塑流段.

混凝土本构模型选用ABAQUS提供的混凝土塑性损伤模型,其中受压应力-应变关系选用由刘威[18]提出的模型,具体表达式如式(1)~(5)所示,混凝土受拉本构选用应力-断裂能(GFI)关系.

$$y=\begin{cases}2x-x^2, & x\leqslant 1;\\ x/\left[\beta_0(x-1)^{\eta}+x\right], & x>1\end{cases} \tag{1}$$

$$x=\varepsilon/\varepsilon_0 y=\sigma/\sigma_0 \tag{2}$$

$$\sigma_0=f_c'\varepsilon_0=\varepsilon_c+800\cdot\xi^{0.2}\times 10^{-6} \tag{3}$$

$$\varepsilon_c=(1\,300+12.5\cdot f_c')\times 10^{-6} \tag{4}$$

$$\eta=1.6+1.5/x\beta_0=(f_c')^{0.1}/\left(1.2\sqrt{1+\xi}\right) \tag{5}$$

式中:β_0为下降段调整系数,与约束效应系数有关,β_0越大则曲线下降段越陡,曲线下的面积越小;σ为混凝土应力,MPa;ε为混凝土应变;σ_0为混凝土峰值应力,MPa;ε_0为混凝土峰值应力对应的峰值应变;f_c'为混凝土圆柱体抗压强度,MPa;ξ为钢管混凝土套箍系数,$\xi=A_s f_y/\left(A_c f_{ck}\right)$,其中$A_s$、$A_c$分别为钢管横截面积和混凝土横截面积,mm^2,$f_y$、$f_{ck}$分别为钢材屈服强度和混凝土轴心抗压强度,MPa.

混凝土弹性模量根据$E_c=9\,500f_{cu}^{1/3}$计算[19],泊松比取0.2.CDP模型中其余相关参数取值见表4.表4中,f_{b0}/f_{c0}为混凝土单轴抗压强度与双轴抗压强度的比值,K为拉压子午线上第二应力不变量的比值.

表4 CDP模型相关参数

Tab.4 Parameters of the CDP model

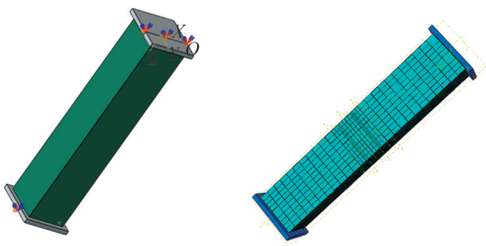
膨胀角/(°)	偏心率	f_{b0}/f_{c0}	K	黏性系数
30	0.1	1.16	0.666 7	0.000 5

3.1.3 边界条件设置及网格划分

根据偏心距将模型上下两个端板均分割成两部分,并对加载线施加边界约束,其中底部端板同时约束三个方向的位移和平面外转动,即U1=U2=U3=UR2=UR3=0,顶部端板释放轴向U3的位移,其余设置和底部端板相同;第二个分析步为设置载荷,本文所有模型均采用位移加载方式,对加载线施加轴向U3位移,以模拟试验中液压千斤顶的加载方式,如图11(a)所示.为兼顾计算精度和计算成本,混凝土网格尺寸为20 mm,钢管未削弱区网格尺寸为20 mm,削弱区网格尺寸为10 mm,如图11(b)所示.

3.1.4 接触关系定义

模型中钢管与上下两个端板之间通过绑定约束"Tie"连接以模拟焊缝,对端板进行"刚体"约束以假设模拟过程中端板无变形.混凝土与上下两个端板之间的界面仅设置法线方向的"硬接触",两表面允许分离,法向应力仅在两表面接触即法向压力为正时传递.钢管与混凝土之间的界面同时设置法向作



(a)边界条件 (b)网格划分

图 11 边界条件和网格划分

Fig.11 Boundary conditions and grid division

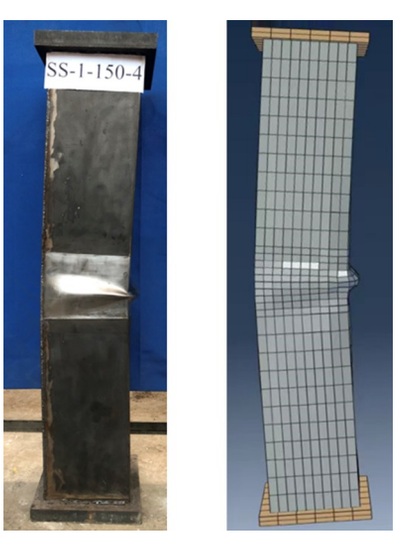
用和切向作用.法线方向设置“硬接触”,可以更准确地模拟钢管与混凝土之间在承受偏压荷载时的相互作用,包括它们的脱开和分离行为;切线方向设置库伦摩擦模型,其中摩擦系数取为0.6,并设置界面平均粘结力,当且仅当界面切应力大于界面平均粘结力时界面出现滑移.

3.2 模型验证

各试件承载力试验值和有限元模拟值对比情况见表1.结果表明,所有试件的承载力试验值与有限元模拟值的最大误差为13.49%,两者比值的平均值与标准差分别为0.965和0.050,各试件承载力的数值模拟结果拟合良好.

图12给出了具有代表性的试件试验与有限元模型的破坏形态对比.结果表明,二者破坏形态接近,均表现为近轴力侧和侧面削弱区中部钢管鼓曲,两者具有较好的一致性.

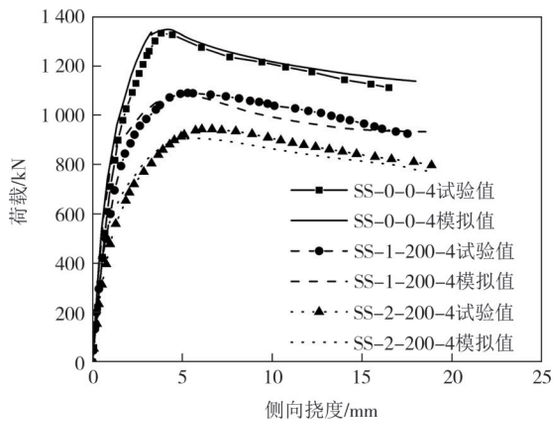
试件的试验和有限元模拟得到的荷载-侧向挠度曲线对比如图13所示.结果表明,有限元模拟得到的荷载-侧向挠度曲线与试验得到的荷载-侧向挠度曲线总体吻合良好,具有较好的一致性,故可以认为本文建模方法的基本正确.



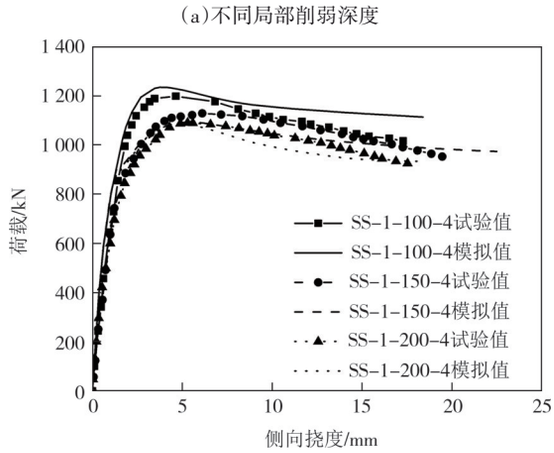
(a)试验 (b)有限元

图 12 试验和有限元模拟破坏形态

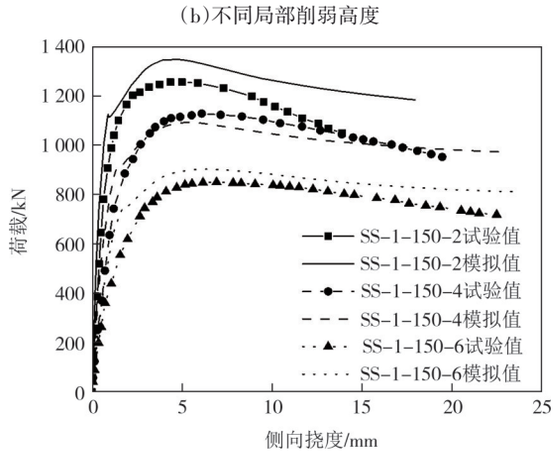
Fig.12 Failure modes between test and finite element simulation



(a)不同局部削弱深度



(b)不同局部削弱高度



(c)不同偏心率

图 13 试验和有限元模拟荷载-侧向挠度曲线对比

Fig.13 Comparison of load-lateral deflection curves between test and finite element simulation

3.3 承载力参数分析

基于有限元模型,扩展研究了削弱率对局部环向变厚度钢管混凝土偏压构件承载力的影响.本节开展承载力参数分析的基准构件基本信息如下:

$D(B)$=200 mm, t=3 mm, L=1 000 mm, e/r=0.4, f_y = 460 MPa, f_{cu} = 30 MPa. 通过承载力降低系数φ来反映不同影响参数下削弱率对构件承载力的降低程度,承载力降低系数φ由式(6)计算得到.

$$\varphi = N_c/N_0 \tag{6}$$

式中:N_c为削弱试件的承载力;N_0为相应未削弱试件的承载力.

削弱率由深度削弱率β_d和高度削弱率β_l两方面共同反映,分别由式(7)计算得到.

$$\beta_d = d/t, \beta_l = l/L \tag{7}$$

式中:d和t分别为钢管局部削弱深度和钢管壁厚,mm;l和L分别为钢管局部削弱高度和构件高度,mm.

图 14 中,随着深度削弱率β_d和高度削弱率β_l的增加,构件的承载力降低系数φ均不断减小;当深度削弱率β_d一定时,承载力降低系数φ随高度削弱率β_l的增大近似呈非线性降低的趋势;高度削弱率β_l越大,承载力降低系数φ随深度削弱率β_d的增大下降得越快.由此可见,深度削弱率β_d和高度削弱率β_l对钢管混凝土偏压构件承载力具有不可忽略的影响.本节基于削弱率,通过非线性回归提出了方钢管混凝土偏压构件的承载力降低系数φ的计算式,如式(8):

$$\varphi = A/\left(A + \beta_d \cdot \beta_l\right) \tag{8}$$

式中:β_d和β_l分别为构件的深度削弱率和高度削弱率,%;A为计算参数,取3 500.

3.4　规范承载力计算公式

分别用我国《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014)[20]和美国 AISC 360-16 规范[21]计算未削弱钢管混凝土偏压构件承载力,以进行对比.

我国规范承载力计算公式如式(9)所示:

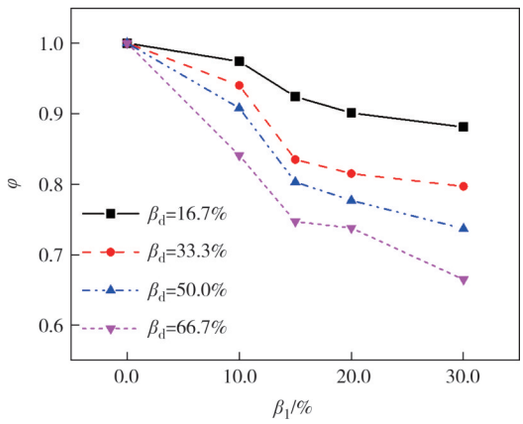


图 14　削弱率对构件承载力降低系数的影响

Fig.14　Influence of weakening rate on the reduction factor of the load-bearing capacity

$$\begin{cases} \dfrac{N}{N_u} + \dfrac{\beta_m M}{1.5M_u\left(0.4N/N'_E\right)} \leqslant 1, \dfrac{N}{N_u} \geqslant 0.255; \\ -\dfrac{N}{2.17N_u} + \dfrac{\beta_m M}{M_u\left(1 - 0.4N/N'_E\right)} \leqslant 1, \dfrac{N}{N_u} < 0.255 \end{cases} \tag{9}$$

式中:N、M分别为作用于构件的轴力和弯矩;N_u、M_u分别为构件的轴压稳定承载力和抗弯承载力;N'_E为构件欧拉临界荷载;β_m为等效弯矩系数.

美国规范承载力计算公式如式(10)所示:

$$\begin{cases} \dfrac{N}{N_{cr}} + \dfrac{8M}{9M_u} \leqslant 1, \quad \dfrac{N}{N_{cr}} \geqslant 0.2; \\ \dfrac{N}{2N_{cr}} + \dfrac{M}{M_u} \leqslant 1, \quad \dfrac{N}{N_{cr}} < 0.2 \end{cases} \tag{10}$$

式中:N_{cr}、M_u分别为构件的轴压稳定承载力和抗弯承载力.

3.5　承载力计算修正式验算

表 5 给出了方钢管混凝土构件偏压承载力试验值、模拟值与按中、美规范得到的计算值的对比.针对目前局部变厚度方钢管混凝土柱偏压加载试验较

表 5　构件承载力试验值、模拟值与计算值对比

Tab.5　Comparison of bearing capacity test value, simulated value, and calculated value of members

试件编号	N_{ue}/kN	N_{us}/kN	N_{uc1}/kN	N_{uc2}/kN	N_{uc1}/N_{ue}	N_{uc2}/N_{ue}	N_{uc1}/N_{us}	N_{uc2}/N_{us}
SS-0-0-4	1 331.9	1 347.1	1 356.6	1 230.3	1.019	0.924	1.007	0.913
SS-1-200-4	1 090.0	1 081.2	1 132.0	1 028.3	1.039	0.943	1.047	0.951
SS-2-200-4	943.3	905.9	981.5	890.9	1.041	0.944	1.083	0.983
SS-1-150-4	1 128.1	1 092.4	1 184.4	1 075.0	1.050	0.953	1.084	0.984
SS-1-100-4	1 197.5	1 234.2	1 244.0	1 125.4	1.039	0.940	1.008	0.912
SS-1-150-2	1 256.3	1 348.0	1 456.7	1 377.6	1.160	1.097	1.081	1.022
SS-1-150-6	850.5	902.6	1 008.5	887.0	1.186	1.043	1.117	0.983
平均值					1.076	0.978	1.061	0.964
标准差					0.067	0.065	0.039	0.038

注:N_{ue}为承载力试验值,N_{us}为承载力模拟值,N_{uc1}、N_{uc2}分别为根据中、美规范得到的承载力计算值.

少、实验数据不足的状况,本文基于有限元模型开展承载力参数分析的16个不同削弱率方钢管混凝土构件对模型进行验算,如表6所示.可以看出,基于承载力降低系数和中、美规范承载力计算公式分别计算得到的承载力计算值和试验值、模拟值均比较接近,计算值与试验值、模拟值的总体误差均小于10%.根据我国规范得到的承载力均要大于根据美国规范得到的承载力,这是因为美国规范在计算时并没有考虑钢管对核心混凝土强度提高的作用,而我国规范通过引入套箍系数考虑了此提高作用,故相比于我国规范,美国规范在计算承载力时相对更加保守.

表6 构件承载力模拟值与计算值对比

Tab.6 Comparison of simulated and calculated bearing capacity of members

试件编号	N_{us}/kN	N_{uc1}/kN	N_{uc2}/kN	N_{uc1}/N_{us}	N_{uc2}/N_{us}
16-10	1 302.7	1 357.4	1 233.3	1.042	0.947
16-15	1 235.7	1 328.4	1 206.9	1.075	0.977
16-20	1 205.3	1 300.6	1 181.7	1.079	0.980
16-30	1 178.7	1 248.3	1 134.1	1.059	0.962
33-10	1 258.0	1 297.2	1 178.6	1.031	0.937
33-15	1 117.0	1 243.6	1 129.9	1.113	1.012
33-20	1 090.0	1 194.3	1 085.1	1.096	0.995
33-30	1 066.3	1 106.5	1 005.3	1.038	0.943
50-10	1 214.6	1 242.0	1 128.5	1.023	0.929
50-15	1 074.1	1 169.0	1 062.1	1.088	0.989
50-20	1 039.6	1 104.0	1 003.1	1.062	0.965
50-30	985.9	993.6	902.8	1.008	0.916
66-10	1 125.3	1 194.3	1 085.1	1.061	0.964
66-15	999.4	1 106.5	1 005.3	1.107	1.006
66-20	987.1	1 030.7	936.5	1.044	0.949
66-30	890.2	906.6	823.7	1.018	0.925
平均值				1.059	0.962
标准差				0.032	0.029

注:各构件编号第一个数字代表深度削弱率β_d,%;第二个数字代表高度削弱率β_l,%.

4 结论

1)对于局部环向变厚度方钢管混凝土偏压试件,由于近轴力侧和侧面削弱区中部钢管出现相互贯通的局部鼓曲最终发生整体失稳破坏.

2)试件削弱区附近核心混凝土破坏形态主要表现为近轴力侧削弱区核心混凝土被压碎,远轴力侧削弱区核心混凝土出现多道横向裂缝,侧面受压区核心混凝土出现裂纹或被压碎,但压碎程度要轻于近轴力侧,受拉区核心混凝土无明显裂缝.

3)试件承载力随着局部削弱深度、局部削弱高度和偏心率的增大不断减小;试件的延性随着局部削弱深度和局部削弱高度的增大逐渐降低,随着偏心率的增大逐渐提高.

4)局部环向变厚度方钢管混凝土偏压构件的承载力均随着深度削弱率和高度削弱率的增大而不断降低,承载力降低系数总体上随着混凝土强度的提高而不断增大,随着钢材强度、长细比和偏心率的提高而不断减小.

5)基于本文提出的承载力降低系数和中、美规范承载力计算公式计算得到的各试件承载力计算值与试验值均比较接近,计算值与试验值的总体误差均小于10%.相比于我国规范,美国规范在计算承载力时相对更加保守.

参考文献

[1] 侯保荣.海洋钢结构浪花飞溅区腐蚀防护技术[J].中国材料进展, 2014, 33(1): 26-31.
HOU B R. Anti-corrosion technology to steel structure in splash zone[J]. Materials China, 2014, 33(1): 26-31. (in Chinese)

[2] 蔡绍怀,邸小坛.钢管混凝土偏压柱的性能和强度计算[J].建筑结构学报, 1985(4): 32-42.
CAI S H, DI X T. Behaviour and ultimate strength of concrete-filled steel tubular columns under eccentric loading[J]. Journal of Building Structures, 1985(4): 32-42. (in Chinese)

[3] RANGAN B V, JOYCE M. Strength of eccentrically loaded slender steel tubular columns filled with high-strength concrete [J]. Structural Journal, 1992, 89(6): 676-681.

[4] HAN L H, ZHAO X L, TAO Z. Tests and mechanics model for concrete-filled SHS stub columns, columns and beam-columns [J]. Steel and Composite Structures, 2001, 1(1): 51-74.

[5] ZEGHICHE J, CHAOUI K. An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(1): 53-66.

[6] ELLOBODY E, YOUNG B, LAM D. Eccentrically loaded concrete encased steel composite columns [J]. Thin-Walled Structures, 2011, 49(1): 53-65.

[7] ALBERO V, IBANEZ C , HERNANDEZ F D, et al. Experimental analysis on circular concrete-filled steel tubular beam-columns under unequal load eccentricities[J]. Engineering Structures, 2022, 259: 114206.

[8] RUI C, CHAO H, MEILAN G, et al. Behaviors of improved multi-cell T-shaped concrete-filled steel tubular columns under

eccentric loads [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 193: 107251.

[9] POTYONDY J G. Concrete filled tubular steel structures in marine environment [C]//Proceedings of the International Specialty Conference on Concrete-filled Steel Tubular Structures. Harbin, China: Harbin Architectural and Civil Engineering Institute, 1985: 27-31.

[10] KARAGAH H, SHI C, DAWOOD M, et al. Experimental investigation of short steel columns with localized corrosion [J]. Thin-Walled Structures, 2015, 87: 191-199.

[11] DING F, FU L, YU Z. Behaviors of axially loaded square concrete-filled steel tube (CFST) Stub columns with notch in steel tube[J]. Thin-Walled Structures, 2017, 115: 196-204.

[12] YUAN F, CHEN M, HUANG H, et al. Circular concrete filled steel tubular (CFST) columns under cyclic load and acid rain attack: Test simulation[J]. Thin-Walled Structures, 2018, 122: 90-101.

[13] HUA Y X, HAN L H, WANG Q L, et al. Behaviour of square CFST beam-columns under combined sustained load and corrosion: Experiments[J]. Thin-Walled Structures, 2019, 136: 353-366.

[14] ZHANG F, XIA J, LI G, et al. Degradation of axial ultimate load-bearing capacity of circular thin-walled concrete-filled steel tubular stub columns after corrosion [J]. Materials, 2020, 13(3): 795-807.

[15] GAO S, PENG Z, LI X D, et al. Tests on axial strength of circle CFST stub columns under marine atmosphere in cold region [J]. Construction and Building Materials, 2020, 230: 117073.

[16] 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法:GB/T 228.1—2010[S].北京: 中国标准出版社, 2010:9-19.
Metallic materials-Tensile testing-Part 1: Method of test at room temperature test method: GB/T 228.1—2010 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2010:9-19. (in Chinese)

[17] 韩林海.钢管混凝土结构:理论与实践[M].第3版.北京:科学出版社, 2016.
HAN L H. Concrete filled steel tubular structures: Theory and practice[M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2016. (in Chinese)

[18] 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,2005:64-65.
LIU W. Research on mechanism of concrete-filled steel tubes subjected to local compression [D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2005 :64-65. (in Chinese)

[19] 余志武,丁发兴.混凝土受压力学性能统一计算方法[J].建筑结构学报, 2003,24(4): 41-46.
YU Z W, DING F X. Unified calculation method of compressive mechanical properties of concrete [J]. Journal of Building Structures, 2003,24(4):41-46. (in Chinese)

[20] 钢管混凝土结构技术规范:GB 50936—2014[S].北京:中国建筑工业出版社, 2014.
Technical code for concrete filled steel tubular structures: GB 50936—2014[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)

[21] Specification for structural steel building: AISC 360-16 [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction Inc, 2016.