

CCFDST 长柱侧向冲击响应及刚塑性分析

潘爽^{1,2}, 郭金龙², 郭晓³

(1. 福建农林大学 交通与土木工程学院, 福建 福州 350002;

2. 福建江夏学院 工程学院, 福建 福州 350108;

3. 中建海峡建设发展有限公司, 福建 福州 350015)

摘要: 采用有限元软件对圆中空夹层钢管混凝土 (CCFDST) 长柱构件进行侧向冲击数值模拟, 揭示了 CCFDST 长柱构件冲击响应全过程工作机理, 探究了空心率、长细比、冲击能量等参数对构件动力响应的影响。结果表明: CCFDST 长柱构件的冲击力发展过程大致分为接触、震荡和下降 3 个阶段。动力冲击抗弯承载力提高系数随空心率、长细比的增大而降低, 随冲击能量的增大而提高。基于刚塑性理论对构件冲击过程进行简化处理, 提出了 CCFDST 长柱构件冲击抗弯承载力提高系数和跨中最大挠度计算公式。

关键词: CCFDST 长柱; 冲击响应; 刚塑性分析; 冲击抗弯承载力; 跨中最大挠度

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 1672-4348(2023)03-0218-07

Lateral impact response and rigid plastic analysis of CCFDST long column

PAN Shuang^{1,2}, GUO Jinlong², GUO Xiao³

(1. College of Transportation and Civil Engineering, Fujian Agriculture and Forestry University, Fuzhou 350002, China;

2. School of Engineering, Fujian Jiangxia University, Fuzhou 350108, China;

3. CSCEC Strait Construction and Development Co., Ltd., Fuzhou 350015, China)

Abstract: The circular concrete-filled double steel tube (CCFDST) long columns under lateral impact were simulated by using the finite element software. The mechanism of CCFDST members in the whole process was revealed, and the effects of parameters such as hollow ratio, slenderness ratio, and impact energy were explored. Results show that the development of the impact force can be divided into three stages: contacting, shocking and falling. The dynamic increase factor of impact-bending capacity decreases with the increase of hollow ratio and slenderness ratio but increases with the increase of impact energy. Based on the rigid plastic theory, the simplified analysis of the impact process of CCFDST members is conducted, and the formulas for impact-bending capacity and maximum mid-span deflection of circular CCFDST long column members are proposed.

Keywords: CCFDST column; impact response; rigid plastic analysis; impact-bending capacity; maximum mid-span deflection

近年来, 中空夹层钢管混凝土构件在输电塔、桥梁等工程中得到了越来越多的应用, 不少学者开展了该类构件受弯^[1]、耐火^[2]、抗震^[3]、压扭^[4-5]等方面的实验和理论研究。

但实际工程中冲击事故频发, 因此有必要对工程中的撞击作用及响应机理进行分析。王潇宇

等^[6]对钢管混凝土试件进行冲击试验, 发现边界条件不同会影响构件的破坏模式。王路明等^[7]提出了冲击后构件的损伤评估方法。王丙斌等^[8]对外包不锈钢中空夹层钢管混凝土构件进行冲击试验, 发现空心率超过一定范围时, 其抗冲击性能呈下降趋势。史艳莉等^[9]试验发现空心

收稿日期: 2023-03-20

基金项目: 福建省自然科学基金项目 (2019J01885); 福建江夏学院国家基金培育项目 (JXZ2019003)

第一作者简介: 潘爽 (2000—), 男, 湖北麻城人, 硕士研究生, 研究方向: 钢-混凝土组合结构。

通信作者: 郭金龙 (1988—), 男, 福建福州人, 副教授, 博士, 研究方向: 钢-混凝土组合结构。

率为0.69的方套圆中空夹层钢管混凝土构件在冲击作用下主要发生局部凹陷变形。

综合上述,现有研究中针对圆中空夹层钢管混凝土(以下简称 CCFDST)长柱构件的抗冲击性能研究较少,已有研究多采用试验或数值模拟分析法,未见研究者利用刚塑性理论探究侧向冲击下 CCFDST 长柱构件的抗冲击设计方法。本文利用 ABAQUS 软件针对 $\lambda \geq 40$ 的 CCFDST 长柱构件建立有限元分析模型,模拟侧向冲击试验,并针对该类构件基于刚塑性理论建立简化分析模型。

1 有限元模型建立

1.1 材料模型

(1) 混凝土本构模型

核心混凝土强度等级为 C60,其中材料单轴受压、受拉应力-应变关系采用钢管对混凝土约束的本构模型^[10]。混凝土材料属性设置采用塑性损伤模型,参数取值参考文献[11]为:泊松比 ν 取 0.2;密度 ρ 取 $2\,500\text{ kg/m}^3$;流动势偏心率 e 取 0.1;双轴极限抗压强度与单轴极限抗压强度之比 α_f 取 1.16;拉伸子午面和压缩子午面上的第二应力不变量的比值 K_c 取 0.667;黏性系数 μ 取 0.000 1;膨胀角 φ 取 30° ,混凝土弹性模量按 $E_a = 4\,700\sqrt{f_c}$ MPa 计算^[12]。

在冲击作用下,核心混凝土的受压动力强度放大值^[13]采用式(1)进行计算:

$$\frac{f_d}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_d}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1.026\alpha}, \dot{\epsilon}_d \leq 30\text{ s}^{-1} \quad (1)$$

式中, f_d 为应变率 $\dot{\epsilon}_d$ 时的混凝土动力抗压强度, MPa; f_{cm} 为混凝土静力抗压强度, MPa; $\dot{\epsilon}_s$ 为静态受压应变率值,取值 $-30 \times 10^{-6}\text{ s}^{-1}$; $\alpha = 1/(5 + 9(f_{cm}/f_{cm0}))$, f_{cm0} 取值 10 MPa。混凝土受拉强度放大值^[13]的计算公式如式(2)所示:

$$\frac{f_{td}}{f_{ctm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_{dt}}{\dot{\epsilon}_{st}} \right)^\delta, \dot{\epsilon}_{dt} \leq 1\text{ s}^{-1} \quad (2)$$

$$\frac{f_{td}}{f_{ctm}} = \beta_s \left(\frac{\dot{\epsilon}_{dt}}{\dot{\epsilon}_{st}} \right)^{1/3}, \dot{\epsilon}_{dt} > 1\text{ s}^{-1}$$

式中, f_{td} 为应变率 $\dot{\epsilon}_{dt}$ 时的混凝土动力抗拉强度, MPa; f_{ctm} 为混凝土静力抗拉强度, MPa; $\dot{\epsilon}_{st}$ 为静态受拉应变率值,通常取 $1 \times 10^{-6}\text{ s}^{-1}$; $\delta = 1/(1 + 8f_{cm}/f_{cm0})$, $\lg \beta_s = 6\delta - 2$, f_{cm0} 取值 10 MPa^[8]。

(2) 钢材本构模型

钢材单轴应力(σ_s)-应变(ϵ_s)关系采用五阶段模型^[10]。参数如下:密度 $7\,850\text{ kg/m}^3$,弹性模量 206 GPa,泊松比 0.3^[8],屈服强度 f_y 为 400 MPa。

采用 Cowper-Symonds 模型考虑钢材在冲击作用下的应变率效应^[14],如式(3)所示:

$$\frac{f_y^d}{f_y} = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{D} \right)^{(1/p)} \quad (3)$$

式中, f_y^d 为钢材在应变率 $\dot{\epsilon}$ 时的屈服强度, MPa; f_y 为拉伸实验测得的钢材屈服强度, MPa; D 和 p 为材料参数, D 取 $6\,844\text{ s}^{-1}$, p 取 3.91 ^[10]。

1.2 单元类型、网格划分和界面接触

图 1 为有限元模型及截面示意图,采用三维实体单元 C3D8R 创建混凝土和钢管部件;将冲击体简化为刚性体,运用刚体壳单元模拟。在接触属性设置中,钢管和混凝土、冲击体和钢管的相互作用关系均可处理为表面与表面接触,其中钢管与混凝土切向摩擦因数取值 0.6;冲击体和钢管切线方向摩擦因数为 0,两类接触的法线方向均采用硬接触^[8]。落锤置于构件跨中正上方 10 mm,指定冲击体初始速度 v_0 ,整个模型施加重力场,采用显式动力学分析步进行计算。

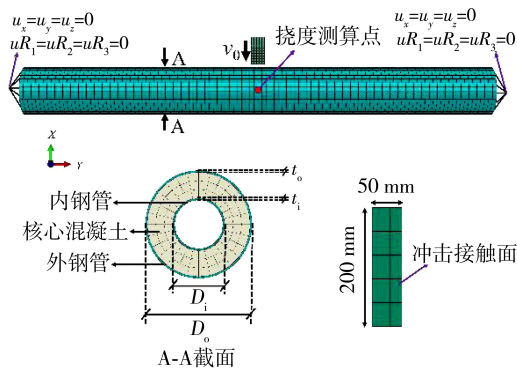


图 1 有限元模型及截面示意图

Fig.1 Finite element model and section diagram

2 有限元模型验证

利用文献[15]中的 CCFDST 落锤试验进行对比验证,试件 s-FF3、s-FF5、s-FF7 探究了不同冲击能量下的冲击响应,数字 3、5、7 表示冲击速度分别为 3、5、7 m/s。图 2 为试验与有限元模拟结果对比曲线,可见两组曲线在持续时段、整体发展趋势上均较为接近,而冲击力、挠度峰值的误差

均在 10% 以内,两组曲线吻合度较高。图 3 为文献[15]中试件试验与有限元的破坏模式对比,试验中随着冲击能量的增大,构件整体弯曲变形增大,跨中冲击部位凹陷增大。构件 s-FF3 整体弯曲和凹陷均不明显,s-FF5 有明显的弯曲变形,s-FF7 的整体变形和局部凹陷最为明显,原因是冲击能量的增大使得构件需要吸收更多的塑形应变

能,从而发生较大变形。模拟中构件跨中同样出现局部凹陷,整体呈弯曲变形,随着冲击能量的增大,破坏现象越明显,有限元变形结果与试验破坏现象基本一致。综上,根据以上参数设置所建立的有限元模型能对 CCFDST 构件侧向冲击进行较为准确的模拟,可用于本文后续对 CCFDST 长柱构件的侧向冲击模拟。

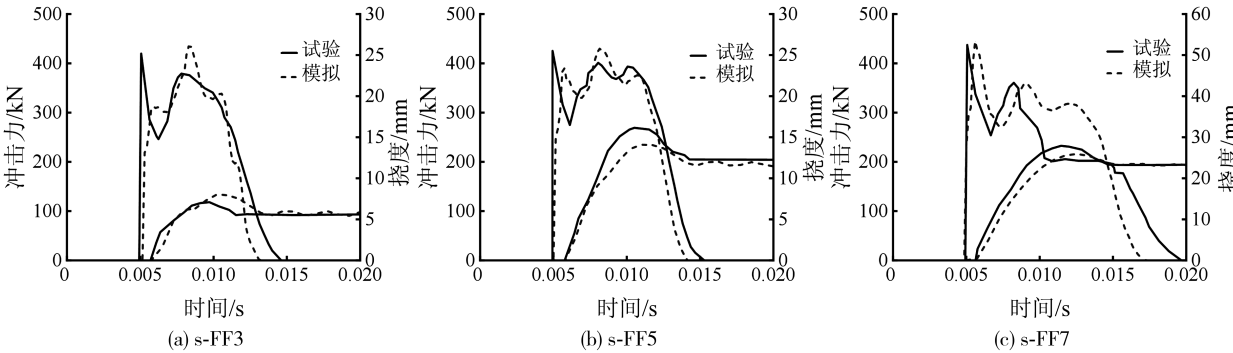


图 2 试验与有限元结果对比
Fig.2 Comparison of test and FEA results

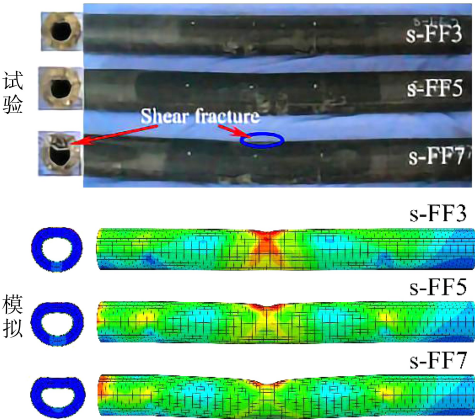


图 3 有限元与文献[15]的构件整体破坏模式对比
Fig.3 Comparison of the overall failure modes of components between finite element and literature [15]

3 动力响应机理分析

根据上述 ABAQUS 参数设置,建立 CCFDST 长柱构件有限元模型,初始模型基本参数为:外钢管直径 D_o 为 180 mm,内钢管直径 D_i 为 88 mm,外钢管壁厚 t_o 和内钢管壁厚 t_i 均为 3 mm,构件长度 L 为 1 800 mm,冲击速度 v_0 为 9 m/s,落锤质量 m_0 为 450 kg,长细比 λ 为 40,空心率 χ 为 0.5。通过改变内钢管直径、构件长度、冲击速度、冲击质量等条件,共设计了 9 个构件,分别探究空心率、长细比、冲击能量对侧向冲击作用下两端固定

约束的 CCFDST 长柱构件动力响应的影响。以初始模型为典型构件,对构件冲击全过程、破坏模式及跨中截面应力-应变发展进行分析。

3.1 冲击全过程分析

图 4 为典型构件的各时程曲线,包括冲击力、挠度、构件速度、落锤速度,根据冲击力时程曲线,将整个冲击过程分为 3 个阶段,即接触段(O-B)、震荡段(B-C)、下降段(C-D)。

接触段(O-B):落锤速度减小,构件速度急速增大且构件的冲击力迅速增大,A 时刻达到峰值,此时构件和落锤的速度几乎一致,随后构件与落锤一同减速运动,冲击力又迅速下降。

震荡段(B-C):构件和落锤继续做减速运动,此时冲击力较峰值大幅降低,C 点时,构件和落锤的速度降低为 0,此时构件跨中挠度达到最大,冲击力开始进入下降段。

下降段(C-D):冲击力迅速下降,跨中挠度有少许回弹,构件和落锤开始反向加速。

冲击全过程在 20 ms 内完成。

3.2 破坏模式分析

图 5 为典型构件冲击过程应力云图,A 时刻,构件没有明显变形,冲击部位迅速形成应力集中。B 时刻,构件由于向下运动与支座处拉扯,支座处也形成应力集中,此时构件有轻微弯曲,随着构件进一步向下运动。C 时刻,冲击部位和支座处发

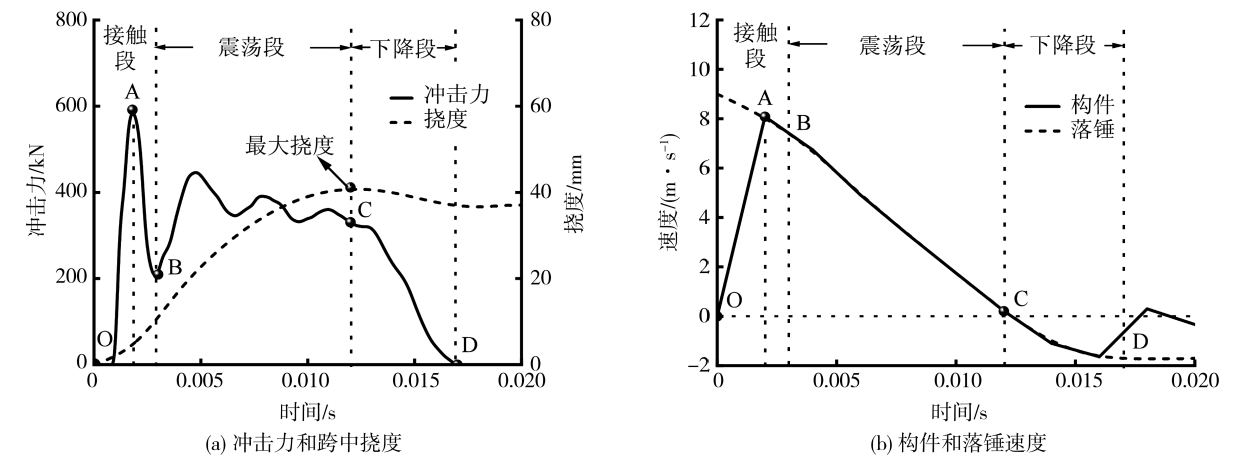


图 4 冲击力、跨中挠度和速度的时程曲线

Fig.4 Time-history curves of the impact force, mid-span deflection and velocity

生塑性变形,冲击部位有明显凹陷,支座下部也有鼓屈现象,A-C过程中,应力不断增大。D时刻,应力伴随构件的向上回弹有些许下降,最终,应力主要集中在跨中和两端支座处,构件有明显弯曲。

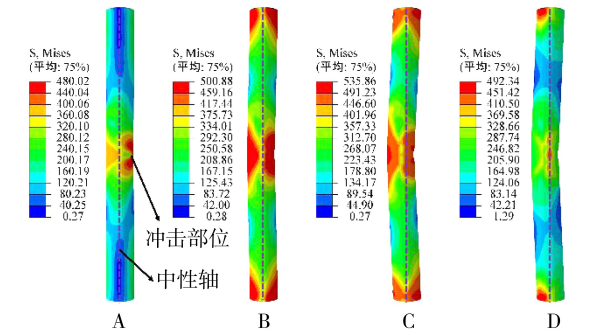


图 5 构件冲击过程应力云图

Fig.5 Stress nephogram of components during impact

3.3 应力-应变发展分析

图 6 为跨中各点位的应力-应变曲线,1、2、3 点位表示外钢管各处的标记点,4、5、6 点位表示内钢管各处的标记点,观察发现应力-应变曲线总体有以下特点:各点位的应力-应变曲线大致经历了弹性、弹塑性、强化和卸载 4 个阶段,弹性阶段应力随应变的增大基本呈线性增加,弹塑性阶段应力水平保持平稳,强化阶段应力值随应变的增大继续增大,卸载阶段应力值出现陡然下降。靠近冲击部位的 1 点位和 4 点位受压应变值为负,冲击部位侧向 2 点位和 5 点位及对向 3 点位和 6 点位受拉应力值为正,各点位的应力值最终都超过了钢材的屈服应力,由于钢管与混凝土良好的协同作用,钢材充分发挥了其材料强度。

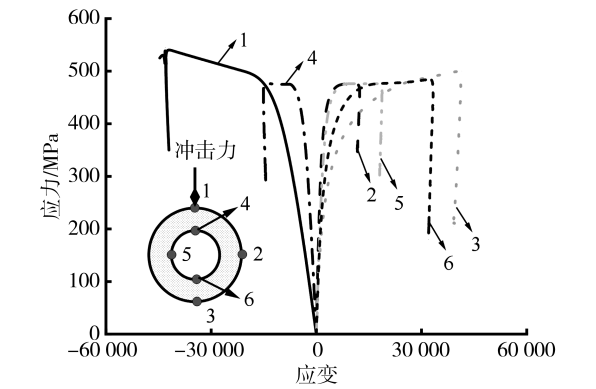


图 6 跨中截面应力-应变曲线

Fig.6 Stress-strain curve of mid-span section

4 动力响应参数研究

4.1 空心率

在初始模型的基础上,通过改变内钢管直径设计了 $\chi=0.3$ 、 $\chi=0.5$ 、 $\chi=0.69$ 的 3 个构件,空心率由 0.3 提高至 0.69 过程中,构件冲击力峰值明显降低,平台值反而逐步提高,与 $\chi=0.3$ 时相比, $\chi=0.5$ 、 $\chi=0.69$ 时,冲击力峰值分别下降 16.3%、34.9%,平台值分别增大 5%、15.1%,该结果反映出空心率的增大削减了构件的接触刚度,但可以提高构件整体抗弯性能^[13]。构件跨中挠度随着空心率的增大而减小,主要是因为大空心率构件发生局部凹陷破坏^[9]。

4.2 长细比

保持 $\chi=0.5$ 的截面尺寸不变,改变构件长度设计了 $\lambda=40$ 、 $\lambda=50$ 、 $\lambda=60$ 的构件,长细比的变化对构件冲击力峰值无影响,但冲击力平台值随着长细比的增大而大幅降低,同时跨中最大挠度

有所增大,与 $\lambda=40$ 的构件相比,冲击力平台值和跨中最大挠度的最大变化幅度分别高达 42.9%、81.3%,这是因为长细比的增大使得支座对构件的约束能力降低。

4.3 冲击能量

设计了两组模拟试验,从冲击速度和冲击质量两个方面进行分析,冲击质量分别为 300、450、600 kg,冲击速度分别为 7、9、11 m/s,冲击能量 E_k 采用式(4)计算

$$E_k = \frac{1}{2}mv_0^2 \quad (4)$$

随着冲击速度的增大,构件的冲击力峰值也逐渐增大,这可能是因为材料应变率效应的影响,相比于静力作用,动态作用下材料强度有一定提高。冲击质量的变化对冲击力无显著影响。两组模拟中冲击持续时间和跨中最大挠度均随冲击能量的增大而增大,且跨中最大挠度与冲击能量呈正相关。

5 刚塑性理论简化分析

5.1 刚塑性简化模型

两端固定约束边界条件下,构件在冲击荷载作用下通常会在跨中和两端产生 3 个“塑性铰”^[11],构件主要表现为对称式的跨中受弯破坏,内钢管与外钢管破坏模式极为相似,核心混凝土由内外两层钢管包裹,没有发生严重的断裂或破碎。由破坏模式可知,冲击响应过程中,构件支座端和跨中部位出现应力集中现象,且主要发生塑性变形,刚塑性理论认为大部分冲击能量主要转化为构件“塑性铰”区域的塑性应变能。根据等效塑性铰方法将冲击破坏模型简化为塑性铰模型,如图 7 所示^[11], θ 为塑性铰的旋转角度($^\circ$)。

本模型为两端固支约束,故认为冲击破坏沿构件长度方向呈对称分布,所以 $\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4$,根据几何关系进一步将 θ 简化, $\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = 2u/L$, L 为净跨长度, u 采用构件跨中最大挠度 $u_{\max}$,相应的假定构件截面两端和跨中转角处的动力塑性弯矩 M_d 完全相等,各塑性铰处的耗能可以表示为每处的动态塑性弯矩 M_d 与转角 θ_i 的乘积,构件整体塑性变形耗能 E_p 即为 4 个转角处耗能之和,如式(5)所示,构件整体变形消耗的塑性变形耗能 E_p 可由软件提取, E_p 采用跨中挠度变形量为 $u_{\max}$ 时对应的消耗值。

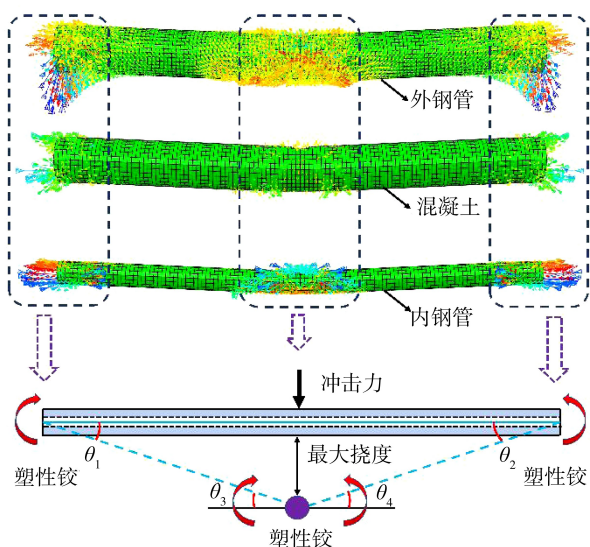


图 7 圆中空夹层钢管混凝土塑性铰简化模型

Fig.7 Simplified model of plastic hinge of CCFDST

$$E_p = M_d \sum_{i=1}^4 \theta_i \quad (5)$$

进而动态塑形弯矩 M_d 可表示为^[11]:

$$M_d = \frac{E_p}{4\theta} = \frac{E_p L}{8u} \quad (6)$$

参考文献[1]中 CCFDST 柱受弯破坏时的静态极限弯矩 M_u 表达式为:

$$M_u = M_{osc,u} + M_{i,u} \quad (7)$$

其中, $M_{osc,u}$ 为外钢管和夹层混凝土的组合抗弯承载力, $N \cdot mm$; $M_{i,u}$ 为内钢管抗弯承载力^[1], $N \cdot mm$;如式(8)(9)。

$$M_{osc,u} = \gamma_{m1} \cdot W_{scm} \cdot f_{osc} \quad (8)$$

$$M_{i,u} = \gamma_{m2} \cdot W_{si} \cdot f_i \quad (9)$$

式中, W_{scm} 为外钢管和夹层混凝土的组合毛截面模量, mm^3 , $W_{scm} = \pi(D_o^4 - D_i^4)/(32D_o)$; W_{si} 为内钢管的毛截面模量, mm^3 , $W_{si} = \pi[D_i^4 - (D_i - 2t_i)^4]/(32D_i)$; γ_{m1} 、 γ_{m2} 为截面抗弯承载力系数,对于圆形截面, $\gamma_{m1} = 0.48 \ln(\xi + 0.1) \cdot (1 + 0.06\xi - 0.85\xi^2) + 1.1$, $\gamma_{m2} = -0.02\xi^{-2.76} \cdot \ln\xi + 1.04\xi^{-0.67}$, ξ 为名义约束效应系数标准值, $\xi = \alpha_n \cdot f_{yo}/f_{ck}$ ^[1]。

动态弯矩 M_d 与静态极限弯矩 M_u 存在一定比例关系, R_d 为冲击抗弯强度提高系数^[11]:

$$R_d = M_d/M_u \quad (10)$$

5.2 实用计算公式

如图 8 所示为不同参数对冲击抗弯强度提高系数 R_d 、跨中最大挠度 $u_{\max}$ 的影响,其中空心率、长细比与冲击抗弯强度提高系数 R_d 呈线性负相

关,冲击能量与冲击抗弯强度提高系数 R_d 呈正相关,在本文所研究参数范围内, R_d 取值 1.20 ~ 1.52,跨中最大挠度 $u_{\max}$ 随长细比、冲击能量的增大而增大,随空心率的增大而减小。

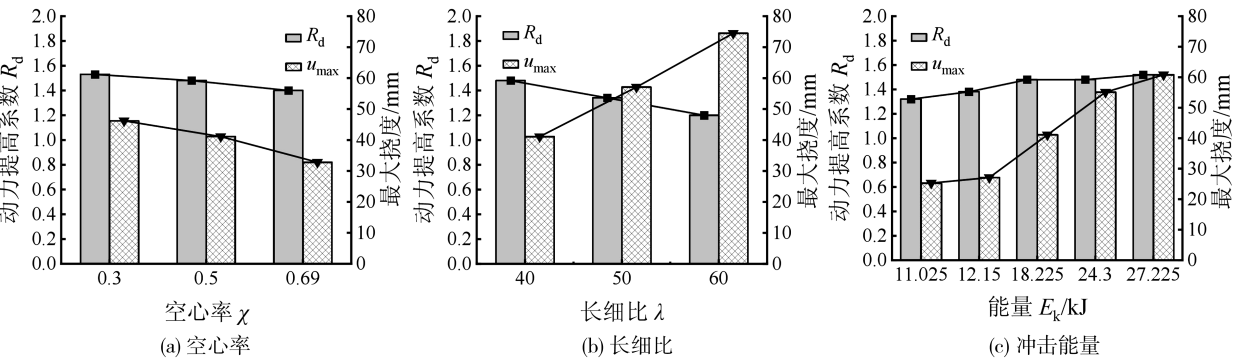


图 8 不同参数对 R_d 、 $u_{\max}$ 的影响

Fig.8 Influence of different parameters on R_d and $u_{\max}$

以上参数是影响冲击抗弯强度提高系数 R_d 、跨中最大挠度 $u_{\max}$ 的关键性因素,考虑空心率(χ)、长细比(λ)、冲击能量(E_k)对构件冲击性能的影响,在 χ 为 0.3~0.7、 λ 为 40~60、 E_k 为 11.025~27.225 kJ 的范围内,通过各参数结果回归分析,得到 R_d 的实用计算公式:

$$R_d = 0.438f(\chi)f(\lambda)f(E_k) + 0.0547 \quad (11)$$

式中, $f(\chi) = -0.33\chi + 1.633$, $f(\lambda) = -0.014\lambda +$

$$2.044, f(E_k) = -0.001E_k^2 + 0.0495E_k + 0.917.$$

$u_{\max}$ 的实用计算公式:

$$u_{\max} = 0.0006g(\chi)g(\lambda)g(E_k) - 0.3844 \quad (12)$$

式中, $g(\chi) = -34.266\chi + 57.06$, $g(\lambda) = 1.667\lambda - 25.752$, $g(E_k) = 2.229E_k + 0.460$ 。

图 9 为有限元计算与公式计算对比,其相对误差均在 5% 以内,公式精度较高。

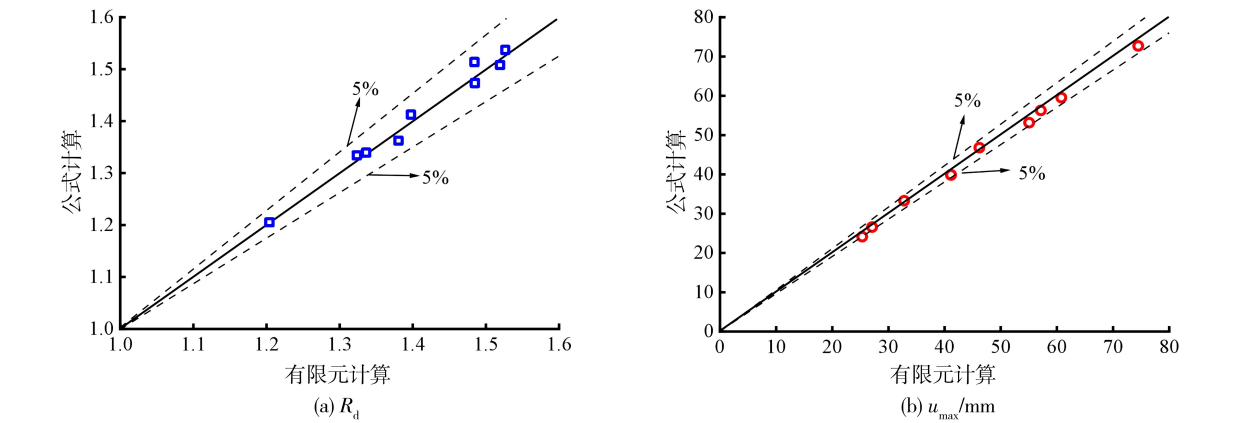


图 9 有限元计算与公式计算对比

Fig.9 Comparison between finite element calculation and formula calculation

6 结论

- 1) CCFDST 长柱构件的冲击力发展过程大致分为接触、震荡、下降 3 个阶段,曲线几乎没有明显的平台段。
- 2) 动力冲击抗弯承载力提高系数 R_d 与空心率、长细比呈线性负相关,与冲击能量呈正相关,在本文所研究参数范围内, R_d 取值 1.20~1.52;跨

中最大挠度随长细比、冲击能量的增大而增大,随空心率的增大而减小。

- 3) 利用刚塑性简化模型对冲击响应进行分析,发现冲击能量主要转化为构件冲击部位和两端支座处“塑性铰”消耗的塑性应变能,提出了 CCFDST 长柱构件冲击抗弯承载力提高系数 R_d 和跨中最大挠度 $u_{\max}$ 的计算公式。

参考文献:

- [1] 湛扬宇, 宁寄慧, 张永鑫, 等. 中空夹层圆钢管混凝土短柱的压弯承载力计算法[J]. 建筑钢结构进展, 2021, 23(12): 85-93.
- [2] 熊明祥, 胡琪东, 刘博元, 等. 高强中空夹层钢管混凝土柱的耐火性能试验研究[J]. 工程力学, 2022, 39(11): 177-185.
- [3] 杨文伟, 高栋, 索雅琪. 中空夹层钢管混凝土-钢管 K 形搭接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(2): 42-54.
- [4] 廖栩, 李吉人, 王庆利. 方中空夹层钢管混凝土构件压扭性能试验研究[J]. 建筑钢结构进展, 2021, 23(11): 47-54.
- [5] 苏义峰, 范家浩, 史艳莉. 圆锥形中空夹层钢管混凝土压扭构件力学性能分析[J]. 建筑科学, 2021, 37(1): 42-49.
- [6] 王潇宇, DEMARTINO C, 徐金俊, 等. 侧向冲击作用下钢管混凝土柱动力响应试验研究及计算方法[J]. 土木工程学报, 2017, 50(12): 28-36.
- [7] 王路明, 刘艳辉, 朱文凯, 等. 钢管混凝土柱在冲击荷载作用下的损伤评估方法[J]. 西南交通大学学报, 2020, 55(4): 796-803, 819.
- [8] 王丙斌, 王蕊. 空心率对中空夹层钢管混凝土组合柱耐撞性能影响[J]. 爆炸与冲击, 2018, 38(1): 204-211.
- [9] 史艳莉, 鲜威, 王蕊, 等. 方套圆中空夹层钢管混凝土组合构件横向撞击试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(12): 11-21, 35.
- [10] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践[M]. 2 版. 北京: 科学出版社, 2007.
- [11] 蔡健, 余瑜, 陈庆军, 等. 侧向冲击下方钢管混凝土构件动力响应的参数研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2019, 50(2): 409-419.
- [12] 史艳莉, 魏然, 王文达, 等. 大空心率中空夹层钢管混凝土构件的抗撞性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2023, 25(2): 42-56, 112.
- [13] 安国青, 赵晖, 王蕊, 等. 外包不锈钢圆中空夹层钢管混凝土柱抗撞计算方法研究[J]. 工程力学, 2021, 38(6): 227-236.
- [14] 康昌敏, 王蕊, 朱翔. 轴压比对钢管混凝土柱侧向冲击性能影响研究[J]. 工程力学, 2020, 37(S1): 254-260.
- [15] WANG R, HAN L H, ZHAO X L, et al. Experimental behavior of concrete filled double steel tubular (CFDST) members under low velocity drop weight impact[J]. Thin-Walled Structures, 2015, 97: 279-295.

(责任编辑: 陈雯)