

DOI: 10.11883/bzycj-2023-0039

# 侧向冲击载荷下钢管混凝土结构的 动力响应及参数分析\*

姜 珊, 路国运, 杨会伟

(太原理工大学土木工程学院, 山西 太原 030024)

**摘要:** 采用刚塑性结构模态分析法和数值模拟方法, 对侧向冲击载荷作用下的圆截面钢管混凝土结构进行了塑性动力分析。将钢管混凝土等效为刚塑性地基梁模型, 给出了钢管混凝土构件跨中侧向变形的模态解析解, 得到了冲击载荷作用下影响结构最终侧向变形的无量纲参数。利用 ABAQUS/Explicit 软件建立了钢管混凝土结构在侧向冲击作用下的动态响应数值模型并进行了计算分析, 将理论预测值和数值模拟结果与试验结果进行了交叉对比。结合量纲分析和数值模型对影响构件最终变形的几何、物理参数及初始冲量进行了分析。结果表明: 理论预测值和数值模拟结果与试验结果吻合较好, 结构的塑性变形与理论假定的塑性铰分布一致。构件几何参数中, 长径比和径厚比对其侧向最终变形有较大影响; 冲击头相对宽度可改变构件的变形模态; 相比于几何参数, 钢管和混凝土芯层的物理参数对构件跨中挠度的影响较小; 结构的侧向变形与初始冲量成二次幂相关。最后给出了理论分析参数的适用范围。刚塑性响应模态解可较好地预测钢管混凝土结构在侧向冲击载荷作用下的塑性变形行为。

**关键词:** 钢管混凝土; 侧向冲击; 模态分析法; 有限元分析

中图分类号: O347 国标学科代码: 13015 文献标志码: A

## Dynamic response and parameter analysis of concrete-filled steel tubular structure under lateral impact loading

JIANG Shan, LU Guoyun, YANG Huiwei

(College of Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, Shanxi, China)

**Abstract:** By employing the mode approximation method for rigid-plastic structural dynamic behavior and numerical simulation, a dynamic response analysis was conducted on circular-section concrete-filled steel tubular (CFST) structures subjected to lateral impact loadings. The mechanical model of the CFST structure was equivalently represented as a rigid-plastic foundation beam model according to its plastic behavior. Under the linear velocity field assumption and the geometric similarity, the equivalently initial velocity for mode approximation of the structure was derived and compared with the existing experimental data. An analytical solution for the plastic lateral deformation at the mid-span of the CFST with two fixed ends by the rigid-plastic mode approximation method was provided, yielding non-dimensional geometric and physical parameters that influenced the ultimate lateral plastic deformation. A numerical model of the CFST structure under lateral impact was established using ABAQUS/Explicit. The theoretical and numerical predictions were both compared with existing experimental global deformations. Dimensional analysis and numerical modeling were combined to analyze the geometric and physical parameters, as well as the initial impact impulse, which influence the plastic deformation of the CFST structure. The results demonstrate a good agreement between the theoretical, numerical results, and experimental data, confirming that the plastic deformations of the structure align with the assumed distribution of plastic hinges. For geometric variables, the ratio of length to diameter and ratio of thickness to diameter exert a significant influence on the final lateral deformation. The relative width of

\* 收稿日期: 2023-02-13; 修回日期: 2023-06-30

基金项目: 国家自然科学基金(12172244)

第一作者: 姜 珊(1989—), 女, 博士, 工程师, [jiangshan0248@163.com](mailto:jiangshan0248@163.com)

通信作者: 路国运(1973—), 男, 博士, 教授, [luguoyun@tyut.edu.cn](mailto:luguoyun@tyut.edu.cn)

the indenter can alter the deformation shape of the structure. The physical parameters of the steel tube and core concrete have less impact on the deflection at the mid-span compared with the geometric variables. The final lateral deformation of the CFST structure exhibits a quadratic correlation with the initial impact impulse. Finally, the applicable range of all the theoretical analysis variables is given according to the corresponding parameter analysis. The proposed mode solutions for rigid-plastic response provide a reliable prediction of the plastic deformation behavior of the CFST structures under lateral impact loadings.

**Keywords:** concrete-filled steel tube; lateral impact loading; mode approximation analysis; finite element analysis

钢管混凝土 (concrete-filled steel tube, CFST) 构件作为关键受力构件形成的组合结构具有优良的力学性能, 已被广泛应用于超高层建筑、大跨桥梁和海洋平台等工程结构中<sup>[1]</sup>。然而, 结构在服役期内除承受静力载荷外, 还可能遭受冲击、爆炸等偶然载荷, 如列车脱轨对铁路站房的撞击、车辆船舶对桥墩的撞击、海洋平台承受高空坠物的冲击等<sup>[2-3]</sup>, 若关键构件受冲击而产生大变形或较大损伤, 可能会引发整体结构的倒塌<sup>[4]</sup>。因此, 研究冲击载荷作用下钢管混凝土构件的动力响应具有较强的工程意义。

已有诸多学者对钢管混凝土构件在冲击载荷作用下的力学机理进行了试验、数值模拟及简化计算方面的研究。王蕊<sup>[5]</sup>、Wang 等<sup>[6]</sup>和 Han 等<sup>[7]</sup>先后对圆截面普通钢管混凝土及高强钢管混凝土构件进行了一系列落锤冲击试验, 结合数值模型考察了构件的冲击力、侧向变形及构件各部分的应力-应变变化, 并提出了钢管混凝土在侧向冲击下的抗弯简化计算方法。王潇宇等<sup>[8]</sup>通过试验对比分析了钢管混凝土柱、部分填充的钢管混凝土柱和空钢管柱的侧向冲击动力响应, 发现填充混凝土可显著改善空钢管的抗冲击承载力和抗变形能力, 并引入动力放大系数和能量吸收比对钢管混凝土结构设计规范进行了修正。Zhu 等<sup>[9]</sup>对空心及部分填充混凝土的钢管混凝土构件进行了侧向冲击试验, 考虑了内填混凝土的高度、冲击角度等因素, 发现内填混凝土的高度可显著影响构件的失效模态, 而不同冲击角度可影响钢管混凝土构件的抗冲击性能。王文达等<sup>[10]</sup>通过数值模拟对比分析了一次加载和长期载荷作用下钢管混凝土构件受冲击载荷后的动力响应, 发现长期载荷会增大构件受冲击后的跨中挠度, 降低构件的剩余承载力。王路明等<sup>[11]</sup>基于落锤冲击试验和数值模拟研究了钢管混凝土构件的变形、开裂及断裂的受力机理, 根据数值模拟结果拟合了钢管混凝土构件的开裂评估曲线, 并建立了考虑局部耗能的开裂评估模型。也有学者通过理论分析及简化计算模型对钢管混凝土构件的侧向冲击问题进行了研究。瞿海燕等<sup>[12]</sup>基于准静态等效跨中集中载荷作用下的弯矩-转角关系, 给出了钢管混凝土柱受冲击载荷作用的跨中变形简化计算模型。Bambach 等<sup>[13]</sup>对方形截面空钢管和钢管混凝土柱进行了侧向冲击载荷后的弹塑性和刚塑性响应分析, 发现采用考虑弹性耗能的设计方法可更有效地估计构件的能量吸收。Wang 等<sup>[14]</sup>采用局部变形三阶段的动态积分法计算了侧向冲击载荷下砂浆钢管组合构件的力-位移关系, 给出了此类构件冲击力平台值的估算方法。综上所述, 对钢管混凝土构件受侧向冲击载荷作用的力学行为研究多基于试验和数值模拟, 现有的理论分析多采用准静态分析法得到构件的最大变形和破坏载荷, 对于构件的动力响应特征涉及较少, 较难解释清楚构件的动态变形过程和最终变形模态的本质, 需要采用能够描述变形过程的动力学分析模型对钢管混凝土构件受侧向冲击后的塑性变形进行分析。

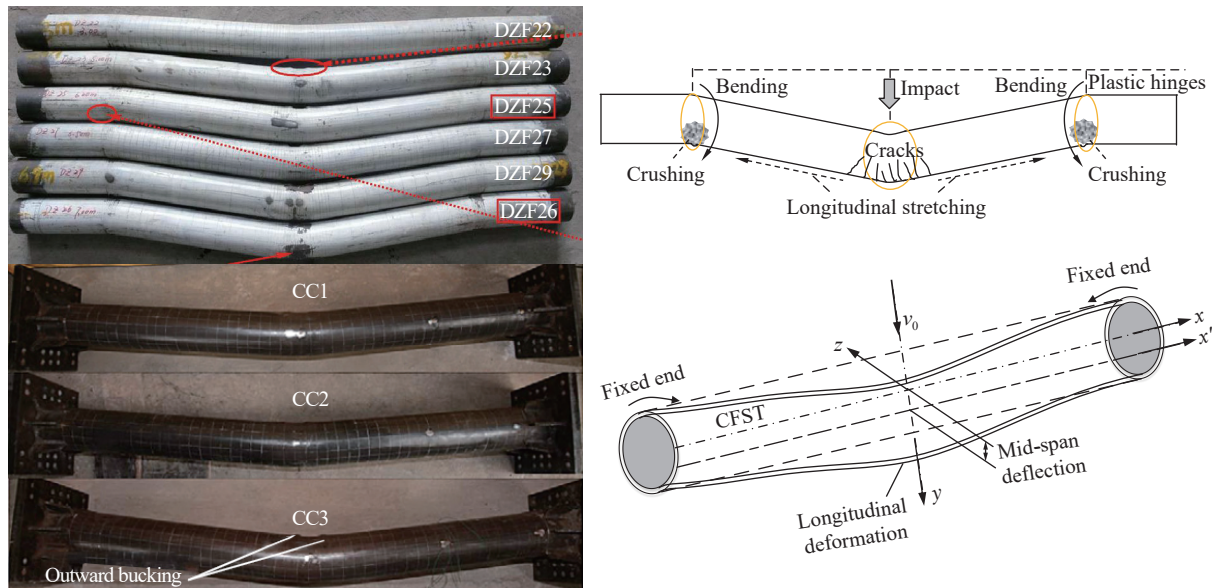
对钢管混凝土结构进行动力学分析时, 可将钢管混凝土等效为刚塑性结构受冲击载荷的动态响应问题, 响应过程可分为以移行铰为主的瞬态响应阶段和以驻定铰为主的模态响应阶段<sup>[15]</sup>。当结构进入模态响应阶段后, 塑性铰位置确定, 在给出初始速度场的条件下, 通过模态近似分析的方法可求得结构最终的动力响应模态解<sup>[16]</sup>, 避免了瞬态响应阶段结构因强非线性引起的复杂数学处理过程。

本文中, 为探究钢管混凝土构件在侧向冲击载荷作用下的动力响应特征, 运用刚塑性结构模态分析法, 将钢管混凝土等效为理想塑性地基上的刚塑性梁模型, 采用线性速度场假定, 对构件获得的最大初始等效速度进行推导, 研究钢管混凝土侧向变形模式, 给出侧向冲击载荷作用下钢管混凝土构件塑性变形的解析解。为比较说明理论模型参数的合理性和适用范围, 通过建立有限元模型, 获得详细的变形模态以及冲击后外钢管与核心混凝土的变形和损伤情况, 再结合两者研究解析解中的几何参数、物理参数和初始冲量等无量纲量对钢管混凝土结构侧向大变形的影响。

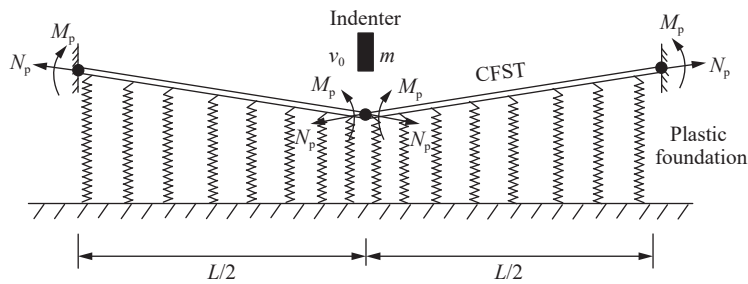
# 1 刚塑性分析

## 1.1 结构的刚塑性假定和初始速度场

钢管混凝土构件在受到侧向冲击载荷作用后的变形形态如图 1(a) 所示。根据 Wang 等<sup>[6]</sup> 和 Han 等<sup>[7]</sup> 的试验结果可知, 结构的塑性变形包含整体侧向挠曲和局部凹陷鼓曲, 其中整体变形为冲击头作用部位及其邻近区域较大的塑性挠曲及支座部位的整体刚性转动, 局部变形如冲击区域的凹陷和支座下端的鼓曲。构件可在冲击部位和两端支座部位形成 3 个塑性铰, 塑性铰区域的钢管屈服, 核心混凝土破损, 结构的动力响应主要为轴向拉伸和环向屈曲变形<sup>[5]</sup>, 因此可将其简化为理想塑性地基梁上的刚塑性梁模型<sup>[17]</sup>, 如图 1(b) 所示。两端固支的圆钢管混凝土构件长度为  $L$ , 质量为  $m$ 、宽度为  $2B$  的冲击头以  $v_0$  的初速度对构件进行侧向冲击, 外钢管壁厚为  $h$ , 假定内填混凝土为理想刚塑性 (rigid-perfectly plastic, RPP) 材料, 外层钢管也遵循理想刚塑性法则。



(a) Deformation of the CFST<sup>[6-7]</sup>



(b) Plastic foundation beam model

图 1 钢管混凝土结构的变形和力学模型

Fig. 1 Schematic diagrams of CFST structure deformation and mechanical model

假设塑性地基梁符合如下屈服准则<sup>[18]</sup>:

$$\left| \frac{M}{M_p} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right|^2 = 1 \tag{1}$$

式中:  $M_p$  为钢管混凝土截面的塑性极限弯矩,  $M_p = 4f_s D_o^2 h + 4f_c D_i^3 / 3$ ,  $f_s$  为外钢管钢材的屈服强度,  $f_c$  为核心混凝土的立方体抗压强度,  $D_i$  和  $D_o$  分别为钢管混凝土的内、外径;  $N_p$  为外层钢管提供的塑性极限轴力,  $N_p = \pi f_s D_o h$ 。

假定不考虑钢管混凝土的局部变形, 冲击头与构件接触后, 在接触部位(冲击头宽度  $2B$  区域内)获得共同的等效速度  $v_0^*$  向下运动, 在该时刻支座部位的速度为零, 构件的其余部位有  $v_{(0)}(x) = v_0^* f^*(x)$  形态分布的速度场, 如图 2 所示, 由此整个构件的线性初始速度场为:

$$v_{(0)}(x) = \begin{cases} \frac{2x-L}{2B-L} v_0^* & B < x \leq L/2 \\ v_0^* & 0 \leq x \leq B \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $B$  为冲击头宽度的  $1/2$ ,  $f^*(x)$  为钢管混凝土轴向初始速度场函数, 根据速度场线性假定, 取为  $f^*(x) = (2x-L)/(2B-L)$ 。

进一步分析冲击头与构件接触后的相互作用机理, 冲击头与钢管接触后完成动量交换, 二者获得共同速度  $v_0^*$ , 然后一起向下做减速运动, 直到冲击头向上回弹, 构件与冲击头分离, 构件的速度减为零, 这时构件产生永久塑性变形<sup>[5]</sup>。根据动量守恒可得到构件获得的等效初始速度, 即:

$$mv_0 = 2 \int_0^{L/2} m^* v_{(0)}(x) dx + mv_0^* \quad (3)$$

式中:  $m^* = m_o + m_i$  为钢管混凝土单位长度的质量,  $m_o = 2\pi\rho_o D_o h$  为外钢管单位长度的质量,  $m_i = \pi\rho_c D_i^2/4$  为核心混凝土单位长度的质量。

将式 (2) 代入式 (3), 得到构件跨中的等效初始速度  $v_0^*$ :

$$v_0^* = \frac{I_t}{2m^* \left( B + \frac{LB - B^2 - L^2/4}{2B - L} \right) + m} \quad (4)$$

式中:  $I_t$  为试验冲量,  $I_t = mv_0$ 。为验证等效初始速度推导的有效性, 将式 (4) 结果与文献 [7] 中的试验构件 CC、CS 和 SS 系列在冲击力峰值时刻获得的跨中最大速度进行对比, 结果如图 3 所示。可以看出, 等效初速度与试验结果吻合较好。根据钢管混凝土受侧向冲击后的变形形态, 选取相应的形态函数进行刚塑性模态响应分析。

### 1.2 模态分析法

根据两端固支的圆截面钢管混凝土结构跨中位置受侧向冲击载荷作用后的变形模态<sup>[5-7]</sup>, 即构件在跨中冲击位置和两端支座形成 3 个塑性铰, 其余部位变形近似于直线, 如图 1 所示, 假设构件侧向变形的形状函数为  $\varphi^*(x) = \cos(\pi x/L)$ 。

由模态分析法的求解步骤<sup>[14-15]</sup>, 首先, 需要根据收敛定理<sup>[16]</sup>得到模态解中构件跨中特征点的初始速度, 并代入构件所承受的初始等效速度  $v_0^*$  的表达式(式 (4)), 可得模态解中表征结构模态运动特征点的初速度  $\dot{w}_*^0$ :

$$\dot{w}_*^0 = \frac{\int_V \rho^* v_{(0)}(x) \varphi^*(x) dV}{\int_V \rho^* \varphi^*(x) \varphi^*(x) dV} = \frac{2 \int_0^{L/2} v_{(0)}(x) \cos(\pi x/L) dx}{2 \int_0^{L/2} \cos(\pi x/L) \cos(\pi x/L) dx} = 4v_0^* \Phi \quad (5)$$

式中: 令  $\xi = 2B/L$ , 且有  $\Phi = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{L}{\pi(L-2B)} \cos(\pi B/L) - \sin(\pi B/L) \right] = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{\cos(\pi\xi/2)}{(1-\xi)\pi} - \sin(\pi\xi/2) \right]$ 。

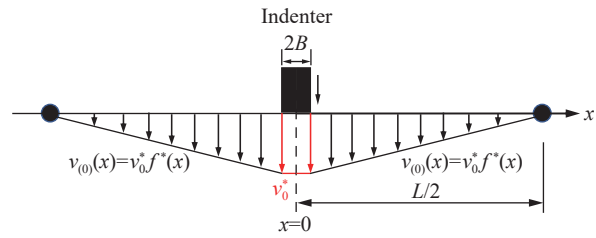


图 2 等效初速度时刻构件的速度场分布  
Fig. 2 Velocity field of the mechanical model at the time of the equivalent initial velocity

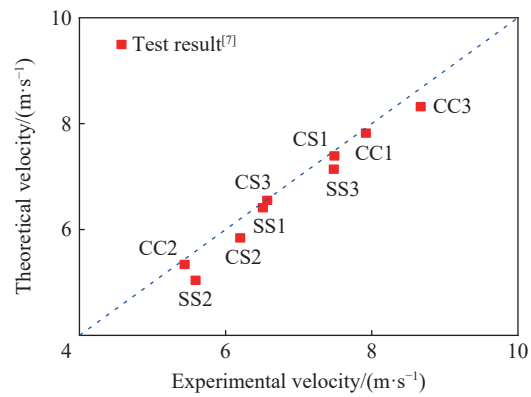


图 3 钢管混凝土构件等效初始速度

Fig. 3 Equivalent initial velocity of CFST members



然后, 根据虚功率原理和收敛定理<sup>[15-16]</sup>, 求解相应的特征点减速度  $a^*$ :

$$a^* = \frac{\int_V Q_j^* \dot{q}_j^* dV}{\int_V m^* \dot{w}^*(t) \varphi^* \varphi^* dV} = \frac{\int_V Q_j^* k_j^* dV}{\int_V m^* \varphi^* \varphi^* dV} \quad (6)$$

侧向冲击载荷下构件以弯曲变形和轴向拉伸为主, 式 (6) 中广义应力  $Q_j^*$  分别对应截面的塑性弯矩 ( $Q_1^* = M$ )、塑性轴力 ( $Q_2^* = N$ ) 和塑性地基反力  $Q_3^* = q$ ,  $\dot{q}_1^*$  对应构件形成塑性铰时转动的角速度  $\dot{\theta} = \dot{w}^*(t)/L/2$ 。将  $\dot{q}_j^* = \dot{w}^*(t) k_j^*(x)$  代入形态函数, 可得  $\dot{q}_3 = \dot{w}^*(t) \cos(\pi x/L)$ :

$$k_1^*(x) = 2/L \quad (7)$$

$$k_3^*(x) = \cos(\pi x/L) \quad (8)$$

由塑性变形的相关联流动法则, 变形增量与应力状态之间有正交条件, 根据 Drucker 公设<sup>[18]</sup> 可得广义应变率  $\dot{\varepsilon}_1$  与轴向应变率  $\dot{\varepsilon}_2$  的比为:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_1}{\dot{\varepsilon}_2} = \frac{N_p^2}{2NM_p} \quad (9)$$

由此得到:

$$k_2^*(x) = \frac{4NM_p}{LN_p^2} \quad (10)$$

忽略理想刚塑性假定下钢管混凝土构件的弹性效应、材料应变强化以及应变率效应, 即广义应力  $Q_j^*$  和广义应变率  $\dot{q}_j^*$  均是和时间无关的函数。由理想塑性地基上刚塑性梁的屈服条件<sup>[19]</sup>, 假设  $M = 0$ ,  $N = N_p$ , 塑性地基反力为  $q = 16M_0/D_0$ , 其中  $M_0 = (f_s h^2 + f_c D_i^2)/4$ , 为冲击后扁化截面单位长度塑性极限弯矩。将式 (7)、(8) 和 (10) 代入式 (6), 可得模态解加速度表达式为:

$$a^* = \frac{8M_p/L + 64M_0L/\pi D_0}{Lm^*} \quad (11)$$

结构的总响应时间为  $t_r^* = \dot{w}_0^* a^*$ , 则构件跨中侧向变形表达式为:

$$w_r^* = \frac{1}{2} \dot{w}_0^* t_r^* = v_0^{*2} \Phi^2 \Psi \quad (12)$$

式中:  $\Psi = \frac{\pi^2 D_0 L^2 (8\rho_s D_0 h + \rho_c D_i^2)}{16\pi f_s D_0^3 h + 16/3\pi f_c D_i^3 D_0 + 8L^2 f_s h^2}$ 。

定义无量纲初始冲量的形式为:

$$I_n = \frac{I_t}{\left[ 2m^* \left( B + \frac{LB - B^2 - L^2/4}{2B - L} \right) + m \right] \sqrt{f_s/\rho_s}} \quad (13)$$

式中: 所有参量均为冲击头与构件的基本参数, 如试验冲量  $I_t$ , 构件长度  $L$ 、外管直径  $D_0$ 、外管厚度  $h$ 、材料属性等。将无量纲冲量  $I_n$  代入式 (12), 并引入无量纲量  $\alpha = f_c/f_s$ ,  $\beta = \rho_c/\rho_s$ ,  $\lambda = h/D_0$ ,  $\eta = L/D_0$ ,  $\xi = 2B/L$ , 其中  $\lambda$ 、 $\eta$  和  $\xi$  为几何参数,  $\lambda$  为钢管混凝土径厚比的倒数,  $\eta$  为构件长径比,  $\xi$  为冲击头宽度与构件长度的比,  $\alpha$  为核心混凝土与外钢管的强度比,  $\beta$  为核心混凝土与外钢管的相对密度。因此, 跨中的无量纲挠度表达式为:

$$\bar{w}_r^* = \frac{w_r^*}{D_0} = \frac{4\eta^2 [8\lambda + \beta(1 - 2\lambda)^2]}{16\pi\lambda + 16\pi\alpha(1 - 2\lambda)^3/3 + 8\eta^2\lambda^2} \left[ \frac{\cos(\pi\xi/2)}{\pi(1 - \xi)} - \sin(\pi\xi/2) \right]^2 I_n^2 \quad (14)$$

## 2 钢管混凝土构件数值模型

### 2.1 数值模型的建立

采用 ABAQUS/Explicit 软件对钢管混凝土在侧向冲击载荷作用下的变形模式和动态响应进行数值

模拟分析。钢管面层与混凝土芯层材料参数与本构关系均选取文献 [6] 中的建议的公式, 其中钢管采用五段式弹塑性应力-应变关系, 并考虑了应变率对强度的影响<sup>[5]</sup>, 混凝土芯层采用考虑约束效应的塑性损伤本构关系<sup>[7]</sup>, 同时考虑了拉压损伤引起的刚度退化<sup>[20]</sup>。计算单元中钢管面层采用 SR4 壳单元, 混凝土芯层采用 C3D8R 三维实体单元, 冲击头采用 R3D4 模拟。有限元模型如图 4 所示: 建立刚性块体并约束底部所有方向的自由度来模拟构件的固端约束, 刚性块与构件之间采用 Tie 约束。混凝土芯层与外钢管、外钢管与冲击头之间采用 General Contact 接触定义, 法向采用硬接触, 切向采用库伦摩擦接触, 摩擦因数取 0.6<sup>[6]</sup>, 外钢管与冲击头界面之间的切向摩擦因数为零。在预定义场 (predefined field) 中给冲击头赋予初速度  $v_0$ 。

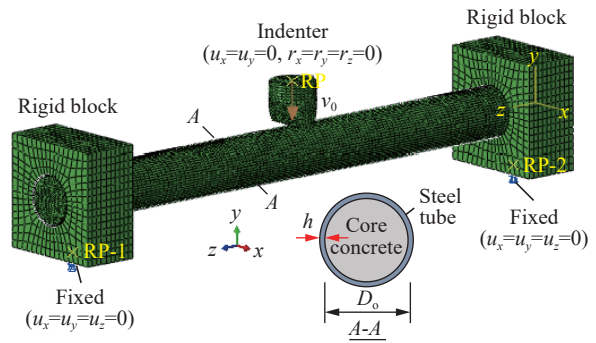


图 4 有限元模型

Fig. 4 Finite element model

对有限元模型结果进行网格敏感性分析, 有限元算例为文献 [7] 中的 CC2 试件, 试件信息如表 1 所示。分别选取 3 种不同密度的网格进行建模计算, 单元数量  $N_f$  分别为 51 040、64 032 和 73 920。将试验和有限元模型计算的冲击力  $F$  和侧向挠度  $w_f^*$  经无量纲处理, 如图 5 所示, 其中无量纲冲击力定义为  $F^* = FL/(4M_p)$ , 无量纲跨中挠度为  $w_f^* = w_f/D_o$ 。由计算结果可知, 有限单元数对侧向冲击计算结果影响较小, 冲击力平台段与试验结果吻合较好, 数值计算的侧向挠度比 CC2 试件试验结果大 5.39%。因此选取较少的单元 ( $N_f=51 040$ ) 可满足构件动力响应的计算精度。将跨中及支座处塑性铰区域进行单元加密, 纵向单元与横截面单元数如图 5 所示。

表 1 试验构件参数

Table 1 Parameters of test members

编号	原文编号	$m/\text{kg}$	$L/\text{m}$	$v_0/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	$D_o/\text{mm}$	$h/\text{mm}$	$f_t/\text{MPa}$	$f_c/\text{MPa}$	$w_f^*/\text{mm}$	来源
1	CC1	465	1.74	9.10	180	3.65	247	65.74	57.00	文献[7]
2	CC2	920	1.74	6.40	180	3.65	247	65.74	60.00	
3	CC3	465	1.74	9.67	180	3.65	247	65.74	72.00	
4	DBF14	229.8	1.2	3.96	120	1.70	232	33.73	19.44	文献[5]
5	DBF16	229.8	1.2	4.14	120	1.70	232	47.5	25.66	
6	DZF22	229.8	1.2	7.67	120	3.50	298	47.5	39.42	
7	DZF23	229.8	1.2	9.90	120	3.50	298	47.5	63.78	
8	DZF24	229.8	1.2	10.19	120	3.50	298	47.5	65.40	
9	DZF25	229.8	1.2	8.93	120	3.50	298	47.5	72.42	
10	DZF28	229.8	1.2	11.54	120	3.50	298	47.5	79.42	
11	DZF30	229.8	1.2	11.63	120	3.50	298	47.5	82.30	
12	DHF35	229.8	1.2	10.84	120	4.50	290	47.5	33.06	
13	DHF36	229.8	1.2	14.48	120	4.50	290	47.5	73.24	
14	DHF37	229.8	1.2	14.00	120	4.50	290	47.5	56.20	
15	DHF39	229.8	1.2	11.71	120	4.50	290	47.5	38.30	
16	DHF40	229.8	1.2	12.52	120	4.50	290	47.5	48.10	

### 2.2 模型的准确性

利用文献 [5, 7] 中结构的几何及物理参数, 将数值模拟结果和式 (12) 的理论预测值与已有试验结果进行对比, 试验构件信息见表 1, 侧向变形结果的对比如图 6 所示。数值模拟结果和理论预测值与试验结果吻合较好。由于在刚塑性假定下, 理论推导中采用了钢管混凝土全截面塑性极限弯矩  $M_p$ , 导致构件减速度  $a^*$  偏大, 使理论预测值多小于数值模拟结果。试验中构件的速度场并不严格遵循线性分布假定, 按动量守恒所得的等效初速度也存在一定误差, 导致理论预测值与试验结果之间存在差异。

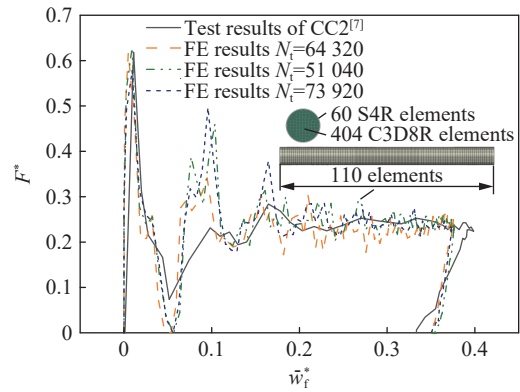


图 5 网格敏感性分析

Fig. 5 Mesh sensitivity analysis

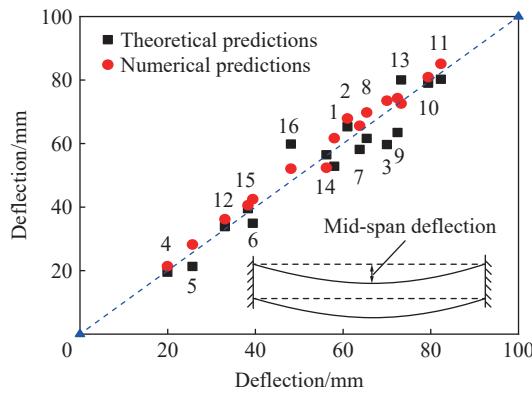


图 6 理论和试验挠度的对比

Fig. 6 Comparison between theoretical and experimental mid-span deflections

## 3 计算结果与分析

根据式 (14), 将影响构件侧向变形的无量纲参数分为 5 个组, 分别为 I:  $6 \leq \eta \leq 15$ , II:  $0.01 \leq \lambda \leq 0.06$ , III:  $0.01 \leq \xi \leq 0.05$ , IV:  $0.10 \leq \alpha \leq 0.35, 0.293 \leq \beta \leq 0.331$ , V:  $0.10 \leq I_n \leq 0.20$ 。根据量纲分析选取相应的有限元算例, 具体如表 2 所示。数值模型中, 钢管混凝土构件长度  $L$  均为 1 800 mm, 钢管材料属性分别为: 密度  $\rho_s = 7800 \text{ kg/m}^3$ , 屈服强度  $f_s = 355 \text{ MPa}$ , 冲击头形状均为楔形。

表 2 有限元算例参数

Table 2 Parameters of the FE model

组别	$m_0/\text{kg}$	$v_0/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	$D_0/\text{mm}$	$h/\text{mm}$	$f_c/\text{MPa}$	$\rho_c/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	$B/\text{mm}$
I	920	16~6.75	300~120	3.6~9.0	60	2 440	27
II	920	8.1~11.2	180	1.8~10.8	60	2 440	27
III	920	9.4	180	5.4	60	2 440	9~450
IV	920	9.4	180	5.4	40~80	2 300~2 600	27
V	150~1000	2.8~14.3	180	5.4	60	2 440	27

### 3.1 几何参数的影响

根据 I、II 和 III 组的理论预测值可得几何参数  $\lambda$ 、 $\eta$  和  $\xi$  对钢管混凝土构件刚塑性变形的影响, 如图 7 所示, 其中图 7(a) 给出了构件跨中挠度随  $\lambda$  和  $\eta$  的变化, 由图 7(a) 可以看出, 随着  $\lambda$  增大, 构件的跨中挠度

减小。当  $\eta \geq 10$ , 即构件长径比较大时, 构件截面的径厚比对跨中无量纲挠度的影响较明显。当  $\lambda$  从 0.01 增大至 0.06,  $\eta = 15$  时, 构件的跨中挠度减小 62.10%, 而  $\eta = 6$  时, 挠度仅减小 13.70%。纵向分析可知, 构件跨中挠度随长径比  $\eta$  增大而增大, 当  $\lambda < 0.04$  时,  $\eta$  对构件跨中挠度的影响较大, 当  $\eta$  增大 3 时, 构件挠度最多可增大 53.19% ( $\lambda = 0.01$ )。这是因为当径厚比较大 ( $\lambda \leq 0.03$ ) 时, 外管壁较薄, 截面膜力可提供的抗力较小, 构件的变形主要以弯曲变形为主, 这时改变  $\eta$  值对构件侧向变形的影响较大, 即构件侧向挠度对长径比的变化越敏感。图 7(b) 给出了  $I_n = 0.1, \alpha = 0.2, \beta = 0.3$  时构件侧向挠度的变化, 由图 7(b) 可以看出, 给定长径比和径厚比 2 个参数时, 随着  $\xi$  的增大, 构件的侧向挠度减小, 但变化幅度较小;  $\xi$  由 0.01 增大到 0.05 时, 冲击头与构件的接触面积增大, 冲击载荷的形式逐渐由集中载荷向分布载荷转化, 跨中挠度减小幅度为 15.98%。进一步分析可知, 若  $\lambda$  较小 (如  $\lambda = 0.02$ ), 外钢管壁厚较小, 外钢管对核心混凝土提供的套箍作用较小, 构件变形以侧向弯曲变形为主, 改变  $\eta$ , 无量纲挠度最大变化为 22.20%。当  $\eta = 15, \lambda$  从 0.04 减小至 0.02 时, 侧向挠度可增大 33.10%。由于  $\lambda$  和  $\eta$  会直接影响构件外钢管对核心混凝土的约束和膜力效应, 因此在选定的几何参数范围中,  $\lambda$  和  $\eta$  是影响构件侧向挠度的主要因素。

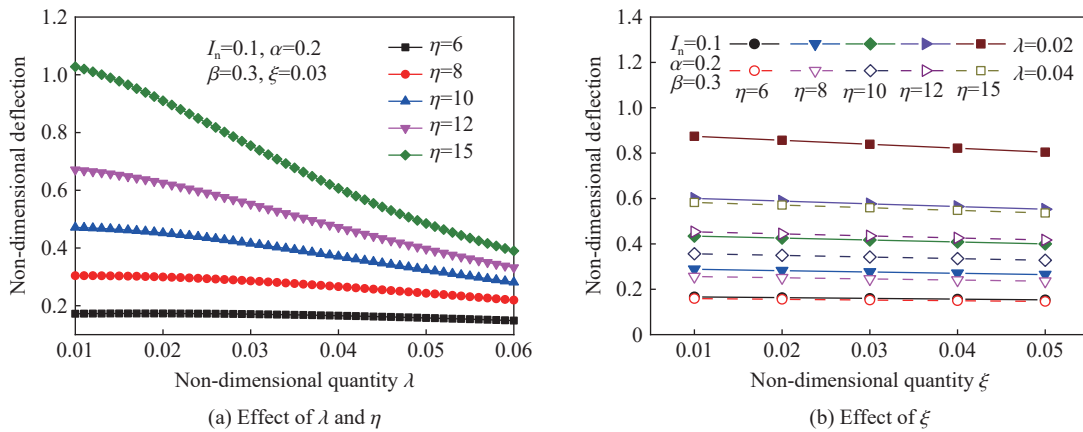


图 7 模态解几何参数对构件跨中挠度的影响

Fig. 7 Effect of geometric parameters in mode solution on the mid-span nondimensional deflection of CFST

根据表 2 中 I 和 II 组工况建立的数值模型, 数值模拟结果与式 (14) 计算结果的对比如图 8 所示。变化几何参数后的数值模拟结果与理论预测结果吻合良好。图 8(a) 中, 当  $\eta \leq 10$  时, 数值模拟结果略大于理论预测结果, 这是由于给定初始冲量的条件下, 构件长径比较小时, 构件的侧向变形较小, 有限元模型中截面塑性弯矩未充分发展。随着构件长径比增大, 构件受侧向冲击后产生较大变形, 膜力作用占比逐渐增大, 但模态分析中假定截面全塑性极限弯矩, 使得理论分析在大变形中过高地估计了弯矩效应的影响, 当  $\eta > 10$  时, 理论预测值大于数值计算结果。图 8(b) 中, 当  $\lambda < 0.015$  或  $\lambda > 0.035$  时, 数值模拟结果与理论预测结果存在一定的误差, 原因在于: 当  $\lambda$  较小时, 外管壁对核心混凝土的套箍效应较小, 核心混凝土塑性耗能占比较大, 但有限元中假定混凝土开裂或压溃即退出工作, 较低地估计了协同工作的影响, 导致数值模拟结果比理论值偏大 6.13%。当  $\lambda$  增大至 0.035 后, 外钢管对核心混凝土的套箍作用显著增大, 对核心混凝土的约束效应较好地抑制了混凝土在冲击载荷作用下的开裂及刚度退化, 因此有限元计算结果较模态解偏小 7.37%。由此可知, 侧向变形的模态解在构件几何无量纲参数为  $0.015 < \lambda < 0.035$  和  $6 < \eta < 14$  时, 可较准确地预测构件的侧向塑性变形。

图 9 给出了 III 组不同冲击头宽度下构件变形与塑性分布的数值模拟结果。当  $\xi \leq 0.10$  时, 构件面层与芯层的侧向变形与塑性发展基本一致, 改变冲击头宽度对构件侧向变形的影响较小, 构件的变形形态与假定的模态一致。当  $\xi > 0.10$  时, 冲击头与构件的接触面积增大, 钢管的塑性区域集中在中和轴上部, 即钢管与冲击头接触区域, 混凝土芯层的损伤面积沿纵向扩展, 构件的侧向变形形态由原来的三塑性较



变为四塑性铰模式<sup>[14]</sup>, 侧向挠度随冲击头宽度增大而明显减小, 这时理论分析假定的形态函数不再适用。由此可知, 采用模态近似解预测钢管混凝土构件的侧向刚塑性响应时, 冲击头与构件长度的相对尺寸应修正为  $0 \leq \xi \leq 0.10$ 。

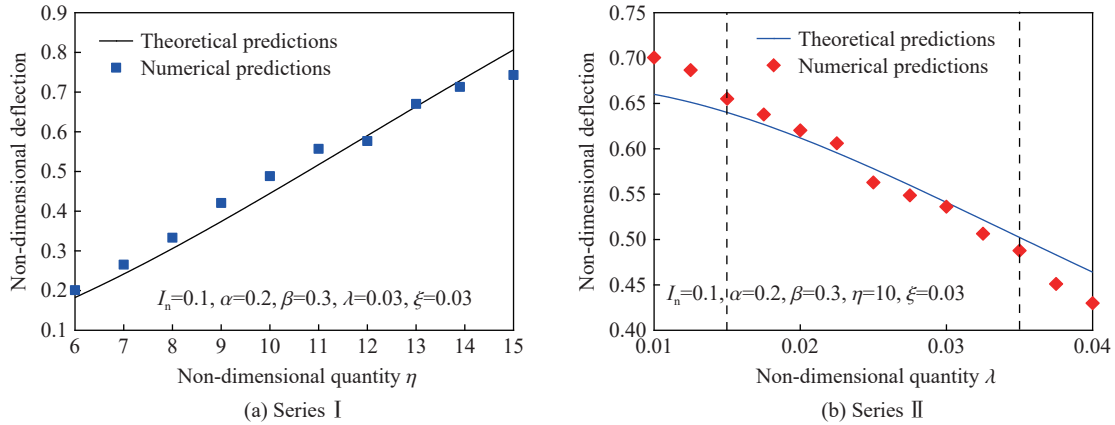


图 8 几何参数数值模拟结果与理论预测值的对比(组 I 和 II)

Fig. 8 Comparison between theoretical and numerical results of geometric parameters (series I and II)

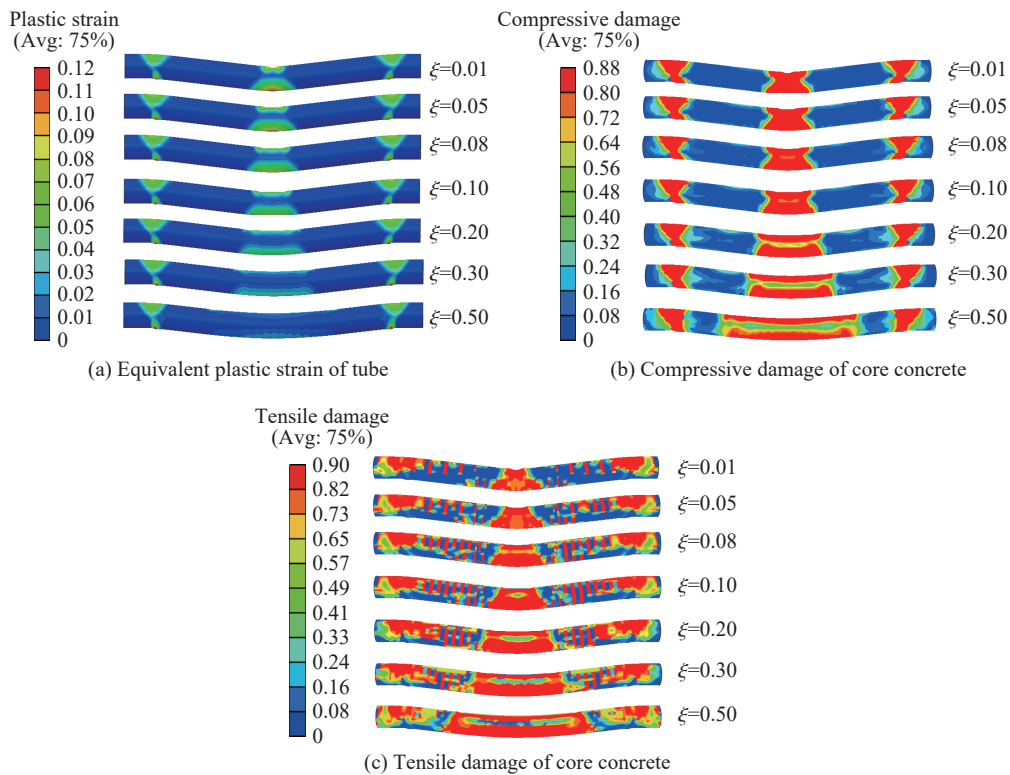


图 9 不同冲击头宽度下构件的变形和塑性损伤

Fig. 9 Deformation and damage of steel tube and core concrete under different indenter sizes

### 3.2 物理参数的影响

图 10 给出了 IV 组构件的跨中挠度随物理参数  $\alpha$  和  $\beta$  变化的理论与数值模拟结果。由模态解析解的表达式可知, 改变材料强度对截面塑性弯矩和加速度的影响均较大, 因而对最终侧向挠度的影响也较大。图 10 中给出了  $0.10 \leq \alpha \leq 0.35$  时的变化规律, 当给定构件的初始冲量和几何参数时 ( $I_n = 0.1, \eta = 10$ ,

$\lambda = 0.03$ ), 构件的跨中挠度随强度比  $\alpha$  增大而减小, 随材料密度比  $\beta$  增大而增大, 但在工程常用的混凝土和钢材密度范围内, 密度比对构件侧向变形的影响很小。由数值模拟算例可知, 改变材料的强度比对构件侧向变形的影响较小, 当  $\alpha < 0.13$  及  $\alpha > 0.28$  时, 数值模拟结果与理论结果存在一定的差异, 误差最大为 15.03% ( $\alpha = 0.309$  时)。这是因为, 当  $\alpha$  较小时, 理论模型中混凝土芯层对构件侧向刚度的贡献小, 而数值模型中钢管对内部混凝土的套箍作用较大, 延缓了混凝土的开裂破碎, 导致数值模拟结果比理论预测值小; 当  $\alpha$  较大时, 理论模型中混凝土芯层的截面塑性弯矩增大, 而数值模型中采用的混凝土本构低估了混凝土在刚度退化后的变形行为, 使得其侧向变形偏大于理论预测值。数值模拟结果表明, 与几何参数的影响相比, 改变钢管与混凝土芯层的强度比对构件冲击后的侧向变形的影响较小。因此, 参数为  $0.13 \leq \alpha \leq 0.28$  时, 模态解析解可较准确地估计钢管混凝土构件的动态侧向变形。

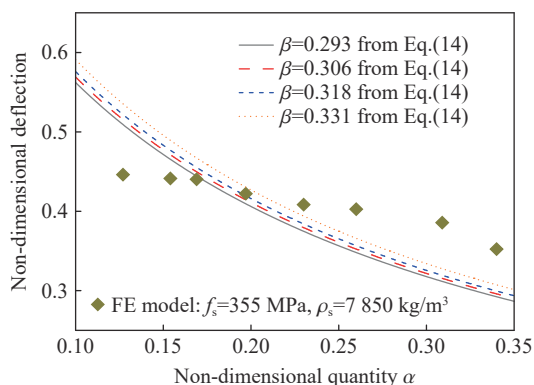


图 10 物理参数  $\alpha$  和  $\beta$  对构件跨中挠度的影响(表 2 第 IV 组)

Fig. 10 Impact of physical parameters  $\alpha$  and  $\beta$  on the mid-span nondimensional deflection (series IV in Table 2)

### 3.3 初始冲量的影响

图 11 给出了不同初始冲量  $I_n$  下, 构件最终侧向变形的理论解和数值计算结果(工况 V)。由式 (14) 及图 11 可知, 跨中挠度与初始冲量成二次关系, 随着长径比  $\eta$  增大, 二次函数的系数增大, 跨中挠度对初始冲量的变化越敏感。在给定其他 5 个参数时, 由组 V 的数值模拟结果与模态解对比可知, 二者吻合较好。当初始冲量较大 ( $I_n > 0.17$ ) 时, 构件发生较大塑性变形, 有限元模型中采用的外钢管的本构关系中带有塑性增强段, 而理论分析中假定钢管混凝土截面的全塑性极限弯矩, 忽略了膜力在大变形中做功占比较大的影响, 因此, 在较大冲量下理论计算结果大于有限元模拟结果, 理论分析解对无量纲初始冲量的适用范围为  $0 < I_n \leq 0.17$ 。

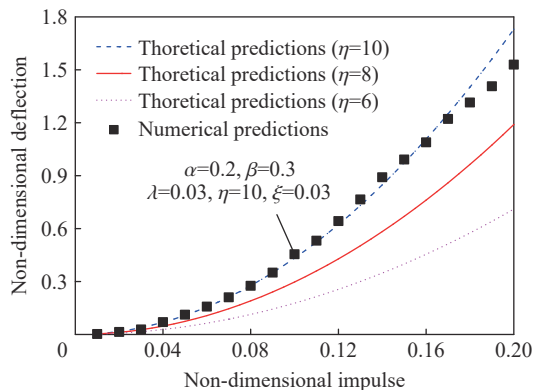


图 11 初始冲量  $I_n$  对构件跨中挠度的影响(组 V)

Fig. 11 Impact of initial impulse  $I_n$  on the mid-span nondimensional deflection (series V)

## 4 结 论

基于塑性地基梁模型, 采用模态近似分析法, 推导了冲击载荷作用初始阶段钢管混凝土构件的等效初速度, 根据冲击后构件的变形形态选取模态形函数, 给出了侧向冲击载荷后钢管混凝土构件侧向变形的解析解, 解析解中包含了几何、物理和初始冲量等 6 个影响构件塑性大变形的参数。建立了冲击载荷作用下钢管混凝土动力响应有限元模型, 对影响构件侧向变形的无量纲参数进行了分析, 得到以下主要结论。

(1) 采用模态分析法预测构件侧向变形时, 构件的几何参数对侧向变形的影响较大, 而物理参数  $\alpha$  和  $\beta$  相对于几何参数的影响较小。

(2) 钢管混凝土径厚比的倒数  $\lambda$  由 0.01 增大至 0.06 时, 构件侧向挠度可增大 62.10%; 长径比  $\eta$  增大 3 倍时, 构件侧向变形可增大 52.90%; 冲击头相对宽度  $\xi$  仅在一定范围内对侧向变形影响较小,  $\xi > 0.10$  时, 构件的变形形态由三塑性铰模式转化为四塑性铰模式, 不在本文中推导的模态解适用范围内; 构件的侧向变形与初始冲量  $I_0$  的二次幂成正相关。

(3) 通过理论分析、数值模拟及试验研究交叉对比, 验证了理论模型和数值模型的合理性和准确性, 基于塑性地基梁的刚塑性模态分析法可有效地预测钢管混凝土结构在冲击载荷作用下的动力变形响应。

## 参考文献:

- [1] HAH L H, LI W, BJORHOVDE R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: members [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 100: 211–228. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.04.016.
- [2] 余同希, 朱凌, 许骏. 结构冲击动力学进展 (2010–2020) [J]. *爆炸与冲击*, 2021, 41(12): 121401. DOI: 10.11883/bzycj-2021-0113.  
YU T X, ZHU L, XU J. Progress in structural impact dynamics during 2010–2020 [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2021, 41(12): 121401. DOI: 10.11883/bzycj-2021-0113.
- [3] FAN W, XU X, ZHANG Z, et al. Performance and sensitivity analysis of UHPFRC-strengthened bridge columns subjected to vehicle collisions [J]. *Engineering Structures*, 2018, 173: 251–268. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.06.113.
- [4] XU M, GAO S, GUO L H, et al. Study on collapse mechanism of steel frame with CFST-columns under column-removal scenario [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, 141: 275–286. DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.11.020.
- [5] 王蕊. 钢管混凝土结构构件在侧向撞击下的动力响应及其损伤破坏的研究 [D]. 太原: 太原理工大学, 2008: 19–49.  
WANG R. Study on the dynamic response and damage failure of concrete filled steel tube under lateral impact [D]. Taiyuan, Shanxi, China: Taiyuan University of Technology, 2008: 19–49.
- [6] WANG R, HAN L H, HOU C C. Behavior of concrete filled steel tubular (CFST) members under lateral impact: experiment and FEA model [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2013, 80: 188–201. DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.09.003.
- [7] HAN L H, HOU C C, ZHAO X L, et al. Behaviour of high-strength concrete filled steel tubes under transverse impact loading [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 92: 25–39. DOI: 10.1016/j.jcsr.2013.09.003.
- [8] 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. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2017.12.004.  
WANG X Y, DEMARTINO C, XU J J, et al. Dynamic response of concrete filled steel tube column under lateral impact load: experimental study and calculation method [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2017, 50(12): 28–36. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2017.12.004.
- [9] ZHU A Z, XU W, GAO K, et al. Lateral impact response of rectangular hollow and partially concrete-filled steel tubular columns [J]. *Thin-Walled Structures*, 2018, 130: 114–131. DOI: 10.1016/j.tws.2018.05.009.
- [10] 王文达, 陈振福, 纪孙航. 长期持荷工况下钢管混凝土构件的抗撞击性能 [J]. *爆炸与冲击*, 2021, 41(8): 083106. DOI: 10.11883/bzycj-2020-0204.  
WANG W D, CHEN Z F, JI S H, Impact resistance of concrete-filled steel tubular members under long-term loading [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2021, 41(8): 083106. DOI: 10.11883/bzycj-2020-0204.

- [11] 王路明, 刘艳辉, 赵世春, 等. 侧向低速冲击作用下钢管混凝土构件开裂评估模型及影响因素研究 [J]. *土木工程学报*, 2022, 55(3): 7–17, 35. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2022.03.001.  
WANG L M, LIU Y H, ZHAO S C, et al. Study on evaluation and influencing factors for cracking of concrete-filled steel tubular members subjected to lateral low-velocity impact [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2022, 55(3): 7–17, 35. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2022.03.001.
- [12] 瞿海雁, 李国强, 孙建运, 等. 侧向冲击作用下钢管混凝土构件的简化分析模型 [J]. *同济大学学报 (自然科学版)*, 2011, 39(1): 35–41. DOI: 0253-374X(2011)01-0035-07.  
QU H Y, LI G Q, SUN J Y, et al. Simplified analysis model of circular concrete filled steel tube specimen under lateral impact [J]. *Journal of Tongji University (Natural science)*, 2011, 39(1): 35–41. DOI: 0253-374X(2011)01-0035-07.
- [13] BAMBACH M R, JAMA H, ZHAO X L, et al. Hollow and concrete filled steel hollow sections under transverse impact loads [J]. *Engineering Structures*, 2008, 30(10): 2859–2870. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.04.003.
- [14] WANG Y, QIAN X, LIEW J Y R, et al. Impact of cement composite filled steel tubes: an experimental, numerical and theoretical treatise [J]. *Thin-Walled Structures*, 2015, 87: 76–88. DOI: 10.1016/j.tws.2014.11.007.
- [15] 余同希, 华云龙. 结构塑性动力学引论 [M]. 合肥: 中国科技大学出版社, 1994: 88–89.
- [16] MARTIN J B, SYMONDS P S. Mode approximations for impulsively loaded rigid plastic structures [J]. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1965, 92(5): 61. DOI: 10.1061/JMCEA3.0001036.
- [17] YU T X, STRONGE W J. Large deflections of a rigid-plastic beam-on-foundation from impact [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 1990, 9(1): 115–126. DOI: 10.1016/0734-743x(90)90025-q.
- [18] 于博丽, 冯根柱, 李世强, 等. 横向爆炸载荷下薄壁圆管的动态响应 [J]. *爆炸与冲击*, 2019, 39(10): 103101. DOI: 10.11883/bzycj-2018-0295.  
YU B L, FENG G Z, LI S Q, et al. Dynamic response of thin-wall circular tubes under transverse blast loading [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2019, 39(10): 103101. DOI: 10.11883/bzycj-2018-0295.
- [19] WALTERS R M, JONES N. An approximate theoretical study of the dynamic plastic behavior of shells [J]. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 1972, 7(3): 255–273. DOI: 10.1016/0020-7462(72)90049-2.
- [20] 张煜航, 陈青青, 张杰, 等. 混凝土三维细观模型的建模方法与力学特性分析 [J]. *爆炸与冲击*, 2019, 39(5): 054205. DOI: 10.11883/bzycj-2018-0408.  
ZHANG Y H, CHEN Q Q, ZHANG J, et al. 3D mesoscale modeling method and dynamic mechanical [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2019, 39(5): 054205. DOI: 10.11883/bzycj-2018-0408.

(责任编辑 蔡国艳)