

DOI: 10.11858/gywlxb.20261235

# 近场爆炸下十字型钢混凝土柱的抗爆性能数值研究\*

任双超<sup>1</sup>, 王雪霁<sup>2</sup>, 郭学康<sup>1</sup>, 李易<sup>1</sup>

(1. 北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室, 北京 100124;  
2. 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410014)

**摘要:** 钢筋混凝土 (steel-reinforced concrete, SRC) 柱多用于承载力需求高的重要建筑或高层建筑, 如其在爆炸荷载作用下发生破坏, 极可能导致整体结构的连续倒塌, 但近场爆炸下 SRC 柱抗爆性能的研究还非常有限。为此, 基于 LS-DYNA 建立了某高层建筑十字型 SRC 柱的精细数值模型, 研究了近场爆炸下比例距离和轴压比对 SRC 柱抗爆性能和损伤等级的影响。数值模拟结果表明: 轴压比为 0.2 时, 随着比例距离增加, SRC 柱中心高度 1300 mm 以内的冲击荷载从占比 61.3% 降至 42.5% 左右。若 SRC 柱核心约束区与非核心约束区混凝土出现界面分离, 则构件最终发生弯剪破坏; 反之, 则为弯曲破坏, 且损伤等级均未超过中度损伤。当比例距离  $Z \leq 0.6 \text{ m/kg}^{1/3}$  时, 高轴压比不利于 SRC 柱的抗爆性能; 反之, 当比例距离  $Z \geq 0.7 \text{ m/kg}^{1/3}$  时高轴压比有利于其抗爆性能。最后, 建立了 SRC 柱的平均累积冲量和损伤指数经验计算模型, 为快速评估 SRC 柱的损伤等级 (损伤指数) 提供参考。

**关键词:** 十字型钢混凝土柱; 近场爆炸; 抗爆性能; 损伤评估

**中图分类号:** O383; TU352.1; O521.9

**文献标识码:** A

近年来随着恐怖袭击和地缘冲突进一步加剧, 导致建筑结构遭受爆炸荷载作用的概率显著提升, 进而严重威胁建筑物的安全性。爆炸荷载作用下钢筋混凝土 (RC) 柱可能发生倒塌破坏, 进而可能导致建筑结构局部或整体发生连续倒塌破坏, 因此国内外学者针对 RC 柱抗爆性能开展广泛研究。近场爆炸场景下 RC 柱抗爆性能研究方面, Liu 等<sup>[1]</sup>开展 11 个 1/2 缩尺的 RC 柱爆炸试验, 发现比例距离较大时高轴压比能提高 RC 柱抗爆性能, 反之比例距离较小时高轴压比会降低其抗爆性能。Shi 等<sup>[2]</sup>开展 5 个 RC 柱爆炸试验研究比例距离和轴压比对抗爆性能的影响, 发现随着比例增大 RC 柱损伤破坏明显降低, 而轴压比对抗爆性能的影响与比例距离密切相关。Lu 等<sup>[3]</sup>开展 6 个 RC 柱现场爆炸试验, 重点研究比例距离、轴压比和爆炸高度对 RC 柱抗爆性能的影响。师燕超和李忠献<sup>[4]</sup>采用数值方法研究设计参数对 RC 柱抗爆性能的影响, 发现提高截面尺寸、混凝土强度和配箍率均能提高其抗爆性能。Bao 和 Li<sup>[5]</sup>开展一系列 RC 柱抗爆性能数值研究, 重点分析配箍率、配箍率、轴压比和高宽比这四个参数对 RC 柱抗爆性能的影响, 基于上述四个参数建立残余轴向承载力理论评估模型。Shi 等<sup>[6]</sup>提出根据 RC 柱爆炸前和爆炸后的轴向承载力比值确定其损伤等级, 并划分为四个损伤等级分别为: 轻度损伤、中度损伤、重度损伤和倒塌破坏。方秦等<sup>[7]</sup>基于 Timoshenko 梁理论, 建立恒定轴力下 RC 柱在任意爆炸荷载作用下的弹性动力响应分析方法。综上所述, 关于 RC 柱的抗爆性能与损伤评估相对比较完善。

RC 柱内部配置型钢后组成型钢混凝土 (SRC) 柱, SRC 柱与 RC 柱相比具有承载力高和抗震

\*收稿日期: 2026-03-05; 修回日期: 2026-05-05

基金项目: 国家自然科学基金 (52478480)

作者简介: 任双超 (2001—), 男, 硕士研究生, 主要从事混凝土结构抗爆研究. E-mail: rsc276959@163.com

通讯作者: 郭学康 (1994—), 男, 博士, 主要从事混凝土结构抗爆和抗连续倒塌研究.

E-mail: guoxuekang@snut.edu.cn

性能优的特性,因此广泛应用于重要建筑和高层、超高层建筑。由于 SRC 柱承担的荷载较大,一旦在爆炸作用下发生失效,更容易引发建筑结构系统的连续倒塌,因此 SRC 柱应作为关键构件进行抗爆设计,防止其在爆炸下的失效,而不是对结构系统的替代传力路径进行抗连续倒塌分析和设计。在 SRC 柱抗爆性能研究方面:孙建运等<sup>[8]</sup>采用数值方法研究典型爆炸荷载作用下配置 H 型钢的 SRC 柱的破坏模式,根据混凝土的断裂破坏可划分为爆炸波直接破坏、剪切破坏和弯曲破坏。周龙云等<sup>[9]</sup>开展配置 H 型钢的 SRC 柱抗爆性能数值研究,建立基于相对挠度的残余轴向承载力理论计算模型。齐宝欣等<sup>[10]</sup>通过数值方法研究型钢截面形式对 SRC 柱抗爆性能的影响,发现配钢率相同时十字形实腹式型钢的 SRC 柱抗爆性能最优。此外,Zhu 等<sup>[11]</sup>开展 SRC 梁接触爆炸试验研究,发现配置型钢后能显著提高常规 RC 梁的抗爆性能。十字形实腹式型钢具有较大的抗局部屈曲性能和轴向承载力,因此配置十字形实腹式型钢的 SRC 柱抗爆性能优异,但近场爆炸荷载作用下 SRC 柱的试验匮乏,其抗爆力机制和破坏模式尚不明确,同时还缺少爆炸后损伤等级快速评估方法。

本文基于 LS-DYNA 建立了 RC 结构的近场爆炸响应精细数值模型,并采用 RC 柱近场爆炸 Benchmark 试验验证了数值建模方法的准确性和可靠性。然后,将其扩展建立了配置十字形实腹式型钢 SRC 柱的流固-耦合精细数值模型,系统研究了近场爆炸下比例距离和轴压比对 SRC 柱抗爆性能与损伤等级的影响。最后,根据比例距离建立 SRC 柱的平均累积冲量和损伤指数理论计算模型,为快速评估 SRC 柱的损伤等级提供参考。

## 1 RC 柱近场爆炸响应数值分析方法

### 1.1 RC 柱爆炸 Benchmark 试验

图 1 给出了 RC 柱近场爆炸试验现场图<sup>[3]</sup>,其中 RC 柱高度为 3000 mm,截面尺寸为 250 mm × 250 mm,RC 柱两端均设置 600 mm × 600 mm × 300 mm (长×宽×高)的底座。混凝土立方体 (150 mm × 150 mm × 150 mm) 实测抗压强度为 49.6 MPa,保护层厚度为 20 mm。RC 柱的纵筋和箍筋的直径分别为 22 mm 和 8 mm,对应的屈服强度分别为 448.8 MPa 和 456.2 MPa,纵筋和箍筋的弹性模量均为 206 GPa,箍筋加密区和非加密区的间距分别为 120 mm 和 150 mm,具体配筋如图 2(a)所示。

RC 柱近场爆炸试验采用 18 kg 长方体 TNT (250 mm × 200 mm × 225 mm,见图 1(a)),TNT 爆心距离 RC 柱表面和地面的距离分别为 1300 mm 和 1500 mm,对应文献[3]中 RC-2 工况。为了测量爆炸波压力和 RC 柱动力响应,在 RC 柱迎爆面和背爆面分别布置 2 个反射超压测点 (RP1 和 RP2) 和 2 个位移测点 (DP1 和 DP2),具体位置高度如图 2(a)所示。此外,爆炸试验前 RC 柱通过底部的圆柱形气缸施加轴压力,气缸所需压力由氮气存储设备提供(见图 1(b)),设计轴压比为 0.18 (即:260 kN)<sup>[3]</sup>。需要说明的是,数值模拟中假设 RC 柱轴压比始终为 0.18。



(a) Field blast test setup



(b) Axial load setup

图 1 RC 柱爆炸现场试验图<sup>[3]</sup>

Fig. 1 Field blast test of RC column<sup>[3]</sup>

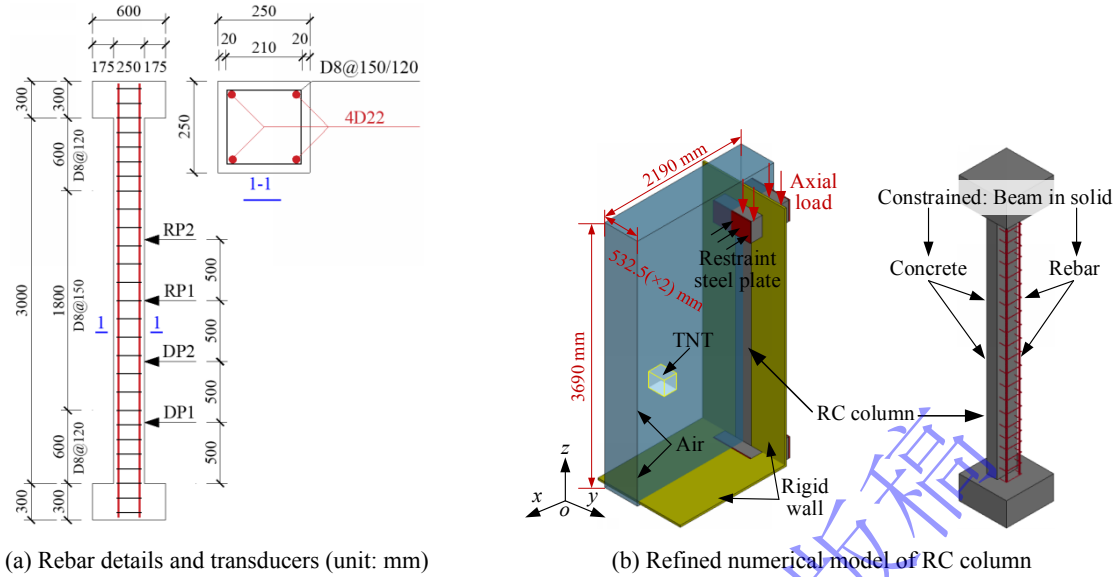


图 2 RC 柱配筋和数值模型

Fig. 2 Rebar and numerical model of RC column

## 1.2 RC 柱全精细数值模型

本节采用 LS-DYNA<sup>[12]</sup>建立 RC 柱近场爆炸全精细数值模型，并根据试验结果验证数值模拟方法的正确性和准确性。图 2(b)给出了最终建立的数值模型，主要由 RC 柱、TNT、空气域、约束钢板和刚性墙组成。

### 1.2.1 数值模型参数

RC 柱的钢筋和混凝土、约束钢板、刚性墙均采用 15 mm 的 Lagrangian 网格单元，其中钢筋采用 2×2 高斯正交 Hughes-Liu 全截面积分单元。混凝土、约束钢板和刚性墙均采用 8 节点六面体网格单节点积分单元。考虑到混凝土实体单元运动速度较慢，采用刚性沙漏\*Hourglass 6 (Belytschko-Bindeman assumed strain corotational stiffness form)。为了防止 RC 柱刚度过大和控制沙漏能，参考既有文献<sup>[13][14]</sup>并通过试算该系数设置为 0.005。钢筋和混凝土之间的耦合通过关键字\*CONSTRAINED\_BEAM\_IN\_SOLID 定义，如图 2(b)所示。

空气和 TNT 均采用 15 mm 的 ALE 网格单元，ALE 单元积分规则为 ELFORM\_11，考虑到爆炸波传播速度非常快，采用粘性沙漏 3，对应系数为  $10^{-5}$ 。空气域的尺寸为 2190 mm × 1065 mm × 3690 mm (图 2(b))，其最外侧六个表面通过关键字\*BOUNDARY\_NON\_REFLECTING 定义为透射边界。所有 Lagrangian 和 ALE 网格单元的流固耦合作用，采用关键字\*CONSTRAINED\_LAGRANGE\_IN\_SOLID 定义<sup>[14][15]</sup>。需要说明的是，RC 柱轴压力通过关键字\*LOAD\_SEGMENT\_SET 定义。

### 1.2.2 材料模型

钢筋通过\*MAT\_PIECEWISE\_LINEAR\_PLASTICITY 关键字定义，进而反应钢筋弹塑性、应变率效应和随动强化特性。钢筋的应变率效应通过动力放大系数来描述 (RDIF)，并采用 Cowper and Symonds 模型来计算，见公式(1)<sup>[16]</sup>：

$$RDIF = \frac{f}{f_s} = 1 + \left( \frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{1/q} \quad (1)$$

式中： $f$ 和 $f_s$ 分别为钢筋动态和静态强度， $\dot{\epsilon}$ 为钢筋动态应变率， $C$ 和 $q$ 对应数值分别为 22.85 ms<sup>-1</sup>和 5<sup>[17]</sup>。

Karagozian & Case Concrete (KCC) Model (\*MAT\_072R3) 由 3 个独立的失效面组成，并能考虑材料损伤、剪胀性、应变硬化、应变软化和应变率效应，进而能够准确反应爆炸荷载下混凝土的动

力行为，因此本研究中混凝土材料采用 KCC 模型<sup>[18]</sup>。混凝土的应变率效应通过动力放大系数定义，其受压（CDIF）和受拉（TDIF）动力放大系数分别按照公式(2)和公式(3)计算<sup>[19]</sup>。需要说明的是，数值模型中混凝土单元基于最大主应变失效准则删除过度畸变的单元，参考既有文献<sup>[20]</sup>并通过试算该值设置为 0.4。KCC 混凝土模型关键参数见表 1。

$$CDIF = \frac{f_{cd}}{f_{cs}} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}_d}{\dot{\epsilon}_{cs}}\right)^{1.026\alpha}, & \dot{\epsilon}_{cs} \leq 30s^{-1} \\ \gamma \left(\frac{\dot{\epsilon}_d}{\dot{\epsilon}_{cs}}\right)^{1/3}, & \dot{\epsilon}_{cs} > 30s^{-1} \end{cases}, \alpha = \frac{1}{5+9f_{cs}/10 \text{ MPa}} \quad (2)$$

$$TDIF = \frac{f_{td}}{f_{ts}} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}_d}{\dot{\epsilon}_{ts}}\right)^{1.106\delta}, & \dot{\epsilon}_{ts} \leq 30s^{-1} \\ \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}_d}{\dot{\epsilon}_{ts}}\right)^{1/3}, & \dot{\epsilon}_{ts} > 30s^{-1} \end{cases}, \delta = \frac{1}{10+6f_{cs}/10 \text{ MPa}} \quad (3)$$

式中：CDIF 和 TDIF 分别为混凝土压缩和拉伸动态放大系数， $\dot{\epsilon}_d$  为混凝土动态应变率， $f_{cd}$  和  $f_{td}$  分别为  $\dot{\epsilon}_d$  下的动态压缩和拉伸强度， $f_{cs}$  和  $f_{ts}$  分别为静态压缩和拉伸强度， $\dot{\epsilon}_{cs} = 30 \times 10^{-6}s^{-1}$  为静态压缩应变率， $\log \gamma = 6.156\alpha - 2$ ， $\dot{\epsilon}_{ts} = 3 \times 10^{-6}s^{-1}$  为静态压缩应变率， $\log \beta = 7.112\delta - 2.33$ 。

表 1 KCC 混凝土模型参数

Table 1 Parameters of KCC concrete model (mm, g, ms, N)

*MAT_07	$\rho$	Poisson's	$f_{ts}$	$f_{cs}$	$B1$	$B2$	OMEGA	LOCWIDTH
2	(g/mm <sup>3</sup> )	s ratio	(MPa)	(MPa)				(mm)
Concrete	$2.4 \times 10^{-3}$	0.2	4.2	39.7	2.0	1.05	0.1	15

注： $\rho$ 为混凝土的密度， $B1$ 、 $B2$ 、OMEGA、LOCWIDTH 为 KCC 混凝土模型的关键参数。

空气和 TNT 分别通过关键字 \*MAT\_009\_NULL 和 \*MAT\_008\_HIGH\_EXPLOSIVE\_BURN 定义，对应的状态方程分别见公式(4)和公式(5)，关键参数定义见表 2<sup>[14]</sup>。

$$P = C_0 + C_1\mu + C_2\mu^2 + C_3\mu^3 + (C_4 + C_5\mu + C_6\mu^2)E_{Air} \quad (4)$$

$$p = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1V}\right) e^{-R_1V} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2V}\right) e^{-R_2V} + \frac{\omega E_{TNT}}{V} \quad (5)$$

式中： $P$  和  $p$  分别为空气压力和 TNT 爆轰压力； $C_0 \sim C_6$  为空气状态参数； $\mu = 0$ ； $E_{Air}$  和  $E_{TNT}$  为单位体积空气和 TNT 的能量； $A$ 、 $B$ 、 $R_1$ 、 $R_2$  和  $\omega$  为 TNT 状态参数。

表 2 空气和 TNT 参数

Table 2 Parameters of Air and TNT

Air	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$C_0$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	$C_6$	$E_{Air}$ (J/m <sup>3</sup> )
	1.29	0	0	0	0	0.4	0.4	0	$2.53 \times 10^5$
TNT	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$D_{CJ}$	$P_{CJ}$	$A$	$B$	$R_1$	$R_2$	$\omega$	$E_{TNT}$
	1.60	6930	$2.1 \times 10^{10}$	$3.738 \times 10^{11}$	3747	4.15	0.9	0.35	$7 \times 10^9$

注： $D_{CJ}$  为爆轰速度， $P_{CJ}$  为 Chapman-Jouget 压力。

### 1.3 RC 柱数值与试验结果对比分析

图 3 给出了爆炸波超压和 RC 柱动态位移响应的数值与试验结果对比，可以看到，超压-时程曲线和位移-时程曲线均拟合较好。超压测点 RP1 和 RP2 的峰值误差分别为 13% 和 8.3%，但数值结果中两个测点均提前出现超压波（图 3(a)），这可能主要是因为长方体 TNT 爆炸波传播存在较大的离散性，以及数值模拟中采用了理想的爆炸波传播模型。RC 柱位移测点 DP1 和 DP2 的峰位移值误

差分别为 4.1%和 17% (图 3(b)), 但 DP1 和 DP2 测点的残余位移误差较大, 这可能是因为爆炸荷载作用下轴压力和边界约束发生变化。RC 柱数值模拟和试验得到的破坏模式对比如图 4 所示, 可以看到, 两者的破坏模式基本一致, 背爆面出现多道弯曲裂缝且跨中出现混凝土剥落 (混凝土单元最大主应变超过 0.4 后被删除), 侧面出现多道斜向裂缝, 且迎爆面跨中位置损伤破坏较大。综上所述, 本节建立的数值分析方法能够准确反映爆炸波超压、RC 柱动态位移响应和破坏模式, 因此十字型钢混凝土柱抗爆分析时也采用此数值分析方法。

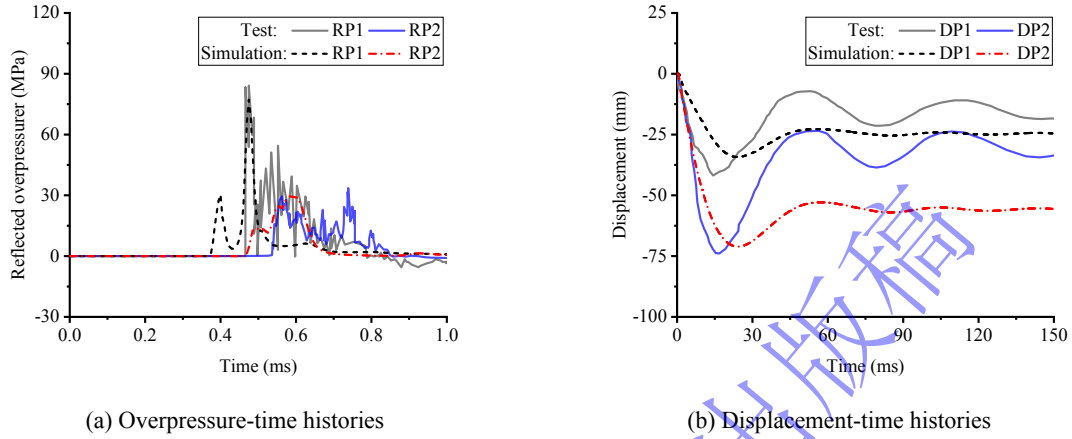


图 3 RC 柱数值和试验结果对比

Fig. 3 Comparison of simulation and test results of RC column

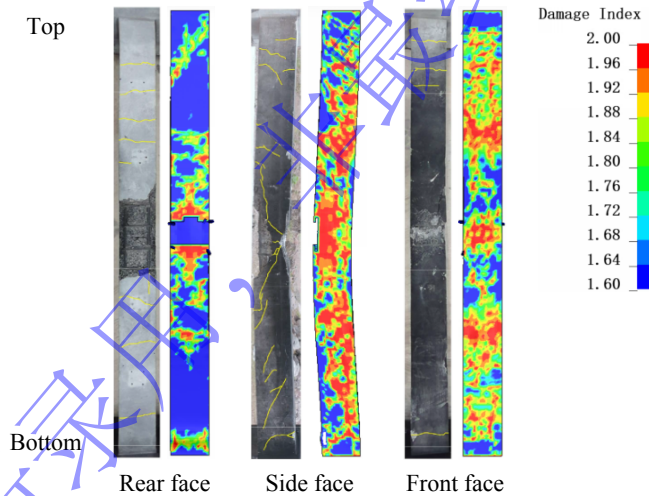


图 4 RC 柱破坏模式对比

Fig. 4 Comparison of damage patterns of RC column

## 2 十字型钢混凝土柱设计与数值分析方法

### 2.1 十字型钢混凝土柱设计

选取某重要建筑物的关键受力 SRC 柱进行分析, 其截面尺寸为  $800\text{ mm} \times 800\text{ mm} \times 3600\text{ mm}$  (见图 5), 纵向钢筋和箍筋的直径分别为  $16\text{ mm}$  和  $10\text{ mm}$ , 型钢截面形式为十字形实腹式型钢, 钢筋和型钢的材料属性见表 3。棱柱体混凝土强度抗压强度设计值为  $20.1\text{ MPa}$ , 钢筋和型钢的保护层厚度分别为  $25\text{ mm}$  和  $200\text{ mm}$ 。SRC 柱按照《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)<sup>[21]</sup>、《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)<sup>[22]</sup>和《组合结构设计规范》(JGJ138-2016)<sup>[23]</sup>设计, 抗震设防烈度为 7 度  $0.10g$  ( $g$  为重力加速度), 抗震等级为二级。SRC 柱的钢筋和型钢布置如图 5 所示, 其轴压比按照公式(6)计算<sup>[23]</sup>。

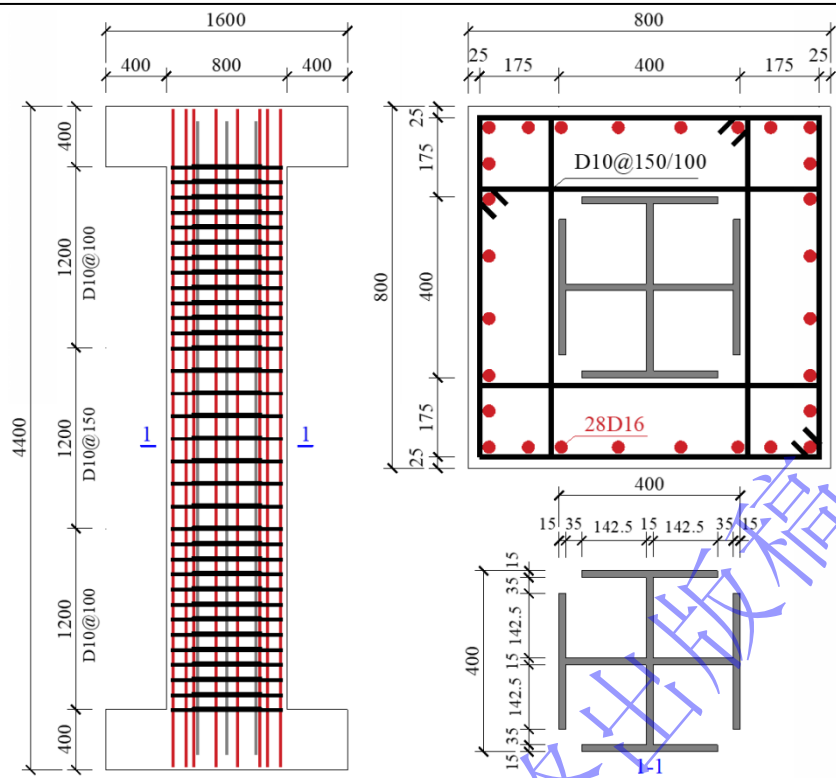


图 5 SRC 柱钢筋和型钢布置

Fig. 5 Rebar and steel details of SRC column

表 3 钢筋和型钢材料属性

Table 3 Material properties of rebar and steel

Types	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Elastic modulus (GPa)	Design strength (MPa)	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Failure strain (%)	Tangent modulus (MPa)
D10/D16	7850	200	360	400	636	0.12	2000
Steel	7850	206	310	345	581.65	0.12	2000

$$\mu = \frac{N}{A_c \times f_c + A_a \times f_a} \quad (6)$$

式中： $\mu$ 为设计轴压比， $N$ 为设计轴压力， $A_c$ 和 $A_a$ 分别为混凝土和型钢截面面积， $f_c$ 和 $f_a$ 分别为混凝土和型钢抗压强度设计值。

## 2.2 数值模型与加载方案

SRC 柱的建模方法和参数设置均与第 1 节保持一致，其中十字形实腹式型钢和混凝土单元的接触关系设置为共节点<sup>[11]</sup>。本文在数值模型验证之前已经开展网格敏感性分析，结果表明当网格尺寸不超过 25 mm 时已经能够准确模拟爆炸波的传播、结构的动力响应与破坏模式<sup>[6][14][24]</sup>。即使采用更加精细的网格单元尺寸，对数值模拟的计算结果影响较小，但会显著增加计算成本。为了保证混凝土和十字形实腹式型钢单元共节点，截面内混凝土和十字形实腹式型钢单元网格尺寸位于 15 mm ~ 25 mm 之间，高度方向上混凝土和十字形实腹式型钢单元网格尺寸为 25 mm，钢筋单元网格尺寸为 25 mm，而空气域和 TNT 单元网格尺寸为 15 mm，最终建立的全精细数值模型如图 6 所示（S-0.4-0.2 工况）。此外，初步数值分析表明，空气域宽度设置为 1425 mm 能够准确反映爆炸荷载和 SRC 柱的抗爆性能（峰值位移、残余轴向承载力、破坏模式等）。

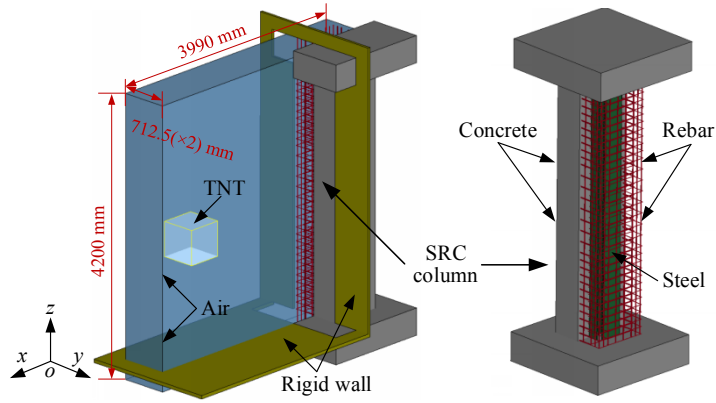


图 6 SRC 柱精细数值模型

Fig. 6 Refined numerical model of SRC column

图 7 给出了近场爆炸下 SRC 柱的加载方案，第 1 阶段：根据设计轴压比施加轴向荷载并保持稳定；第 2 阶段：保持轴向荷载不变施加爆炸荷载；第 3 阶段：前期保持轴向荷载不变，SRC 柱自由振动直至趋于稳定，然后轴向荷载逐渐卸载至 0；第 4 阶段：约束 SRC 柱一端的柱头，缓慢施加竖向位移直至 SRC 柱完全倒塌破坏。爆炸荷载作用下 SRC 柱的动态响应与损伤破坏分析属于动态力学行为，对应加载方案中的第 1~3 阶段（即：施加轴压力（阶段 1）、施加爆炸荷载（阶段 2）和自由振荡（阶段 3）），因此第 1~3 阶段考虑了钢筋、型钢和混凝土的应变率效应。SRC 柱残余轴向承载力分析（阶段 4）属于静态力学行为，因此未考虑材料的应变率效应。需要说明的是，SRC 柱抗爆分析时混凝土（28.2 MPa）、钢筋（400 MPa）和型钢（345 MPa）均采用标准值。

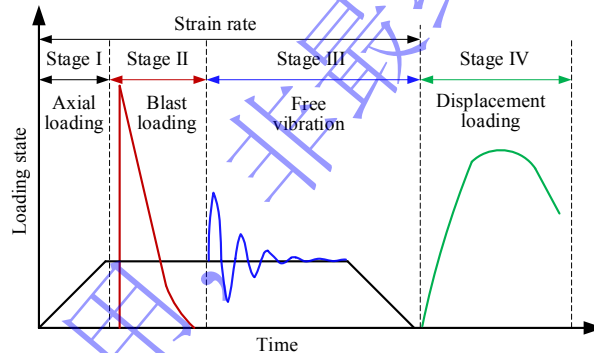


图 7 SRC 柱加载方案

Fig. 7 Loading regime of SRC column

### 2.3 典型工况设置与损伤等级评估准则

本文研究小汽车炸弹袭击下 SRC 柱的抗爆性能，其对应的 TNT 当量为 227 kg<sup>[25]</sup>，TNT 形状为边长 518.3 mm 的立方体，TNT 中心与 SRC 柱表面的距离按比例距离（公式(7)和表 4）确定。另外，初步数值分析表明，TNT 布置在离地高度 1800 m 时，SRC 柱的损伤破坏明显大于 TNT 布置在地面和离地高度 900 mm，因此 TNT 中心距离地面高度设置为 1800 mm。为了研究比例距离和轴压比对 SRC 柱抗爆性能的影响，比例距离按 0.4~1.0 m/kg<sup>1/3</sup> 间隔 0.1 设置，而轴压比按 0.2、0.4 和 0.6 设置，共计 21 种典型工况。典型工况的命名原则为 S-比例距离-轴压比，例如：S-0.4-0.2 工况表示比例距离为 0.4 m/kg<sup>1/3</sup>、轴压比为 0.2。

$$Z = R_A / W^{1/3} \quad (7)$$

式中：Z 为比例距离， $R_A$  为 TNT 中心到 SRC 柱表面距离，W 为 TNT 质量。

表 4 不同比例距离下 TNT 中心与 SRC 柱表面距离

Scaled distance (m/kg <sup>1/3</sup> )	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$R_A$ (mm)	2440	3050	3660	4270	4880	5490	6100

SRC 柱的损伤指数 ( $D$ ) 按爆炸后残余轴向承载力与无损伤轴向承载力比值确定 (公式(8)), 而轻度损伤、中度损伤、重度损伤和倒塌破坏对应的损伤指数范围分别为  $0 < D \leq 0.2$ 、 $0.2 < D \leq 0.5$ 、 $0.5 < D \leq 0.8$  和  $0.8 < D \leq 1.0$ <sup>[6]</sup>。

$$D = 1 - \frac{N_r}{N_u} \quad (8)$$

式中:  $N_r$  为爆炸损伤后 SRC 柱的剩余轴向承载力;  $N_u$  为无损伤 SRC 柱的轴向承载力。

### 3 型钢混凝土柱抗爆性能评估

#### 3.1 轴压比 0.2 时 SRC 柱抗爆性能

##### 3.1.1 SRC 柱爆炸荷载分析

图 8 给出了冲击荷载沿 SRC 柱高度方向上的分布, 可以看到, 不同比例距离下冲击荷载在柱迎爆面上的分布形状基本一致, 只是在较小的比例距离下对应爆炸作用位置的柱中心高度附近的幅值更大。此外, 中心高度处附近的冲击荷载略有不同: 当比例距离小时, 爆炸冲击波在中心点上下距离 150 mm 处的叠加使得该处的冲击荷载幅值略大于中心点处 (图 9); 当比例距离大时, 这种叠加效应减弱, 冲击荷载峰值出现在中心点处, 上述界限出现在比例距离  $Z = 0.6 \text{ m/kg}^{1/3}$  时。所有工况下的总冲击荷载、平均累积冲量和中心高度 1300 mm 以内冲击荷载与总冲击荷载比值如表 5 所示, 可以看到, 随着比例的增加三者均显著减小, 特别是 SRC 柱中心高度 1300 mm 以内冲击荷载从占比 61.3% 降至 42.5% 左右, 中间区域冲击荷载占比降低会进一步减弱 SRC 柱动力响应和损伤破坏。

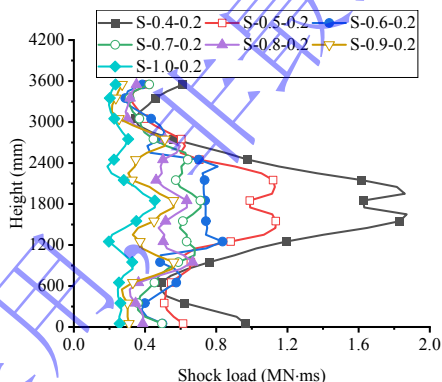


图 8 冲击荷载分布

Fig. 8 Distribution of shock load

表 5 不同工况下总爆炸荷载和平均累积冲量

Table 5 Total shock load and average accumulated impulse under different scenarios

Scenarios	S-0.4-0.2	S-0.5-0.2	S-0.6-0.2	S-0.7-0.2	S-0.8-0.2	S-0.9-0.2	S-1.0-0.2
Total shock load (MN·ms)	34.27	25.31	20.24	18.52	16.58	13.49	9.89
Average accumulated impulse (MPa·ms/m <sup>2</sup> )	11.90	8.79	7.03	6.43	5.76	4.68	3.43
Proportion within the central 1300 mm height (%)	61.3	55.4	51.7	48.2	44.5	42.5	42.8

图 9 给出了不同比例距离下 SRC 柱表面的反射超压分布, 可以看到, 反射超压在 SRC 柱宽度方向上表现为从中间向两边逐渐降低的趋势。值得注意的是, 靠近柱底和柱顶区域的爆炸波反射叠

加效应，导致这两个区域反射超压较大，但柱底区域的反射叠加效应更加强烈。

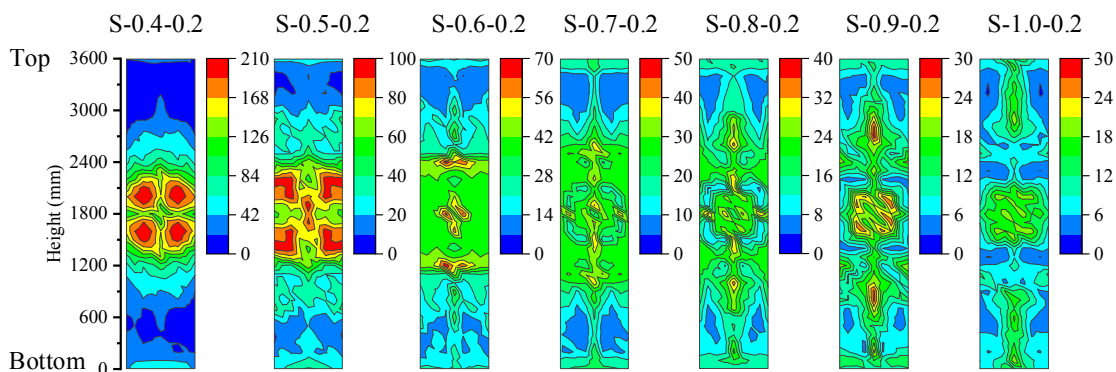


图9 峰值反射超压分布模式 (单位: MPa)

Fig. 9 Distribution patterns of peak reflected overpressure (unit: MPa)

### 3.1.2 SRC 柱动态响应与破坏模式分析

SRC 柱背爆面中心线的峰值位移响应见图 10，图中负值表示向远离 TNT 中心一侧移动 ( $x$  负方向，见图 6)，其中 S-0.4-0.2 工况在 SRC 柱中心高度附近测点水平位移并未给出，这主要是因为测点处混凝土单元失效。S-0.4-0.2、S-0.5-0.2 和 S-0.6-0.2 工况在 SRC 柱中心高度范围内的水平位移显著大于端部，这主要是因为实际测到的是十字形实腹式型钢左侧的非核心约束区混凝土的位移响应 (图 11(a)和图 11(b))，这部分混凝土与核心区混凝土分离并发生明显鼓曲现象，同时爆炸荷载集中在中间高度区域也加剧了这一现象 (见表 5)，因此 SRC 柱以弯剪破坏为主。此外，其他工况下 SRC 柱表现为以整体受力为主的弯曲破坏。

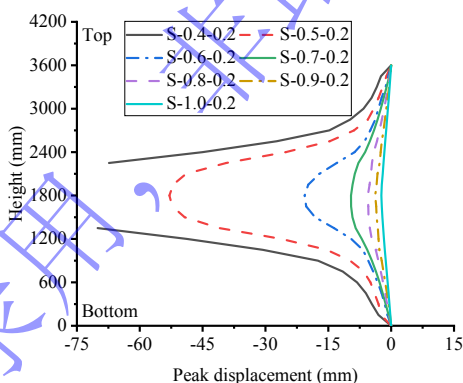


图 10 SRC 柱峰值位移响应

Fig. 10 Peak displacement of SRC columns

图 11(a)、图 11(b)和图 11(c)分别给出了 SRC 柱、中心高度截面和十字形实腹式型钢的破坏模式，可以看到，随着比例距离的增加 SRC 柱的混凝土剪切、非核心约束混凝土的分离、型钢的局部屈曲均显著降低。极端爆炸荷载作用下，非核心约束区 (复合箍筋约束的十字形实腹式型钢区域，但型钢右侧正对区域除外，见图 5) 的变形显著大于其他区域 (图 11(b)中 S-0.4-0.2、S-0.5-0.2 和 S-0.6-0.2 工况)，特别是型钢左侧正对区域，这主要因为型钢对非核心约束的刚度贡献较小且无法限制钢筋和混凝土变形，进而导致两个区域的变形不协调，最终发生界面分离现象，详见图 11(b)。值得注意的是，S-0.4-0.2 工况在核心约束区的左侧、上侧和下侧均出现界面分离，而 S-0.5-0.2 和 S-0.6-0.2 工况仅在左侧均出现界面分离。当 SRC 截面发生界面分离后，该截面难以继续提供可靠的抗剪承载力，因此可以认为 SRC 柱发生弯剪破坏。从图 11(c)可知，SRC 柱中间区域十字形实腹式型钢在 S-0.4-0.2 和 S-0.5-0.2 工况下 Mises 应力超过屈服强度 345 MPa (不考虑应变率效应对屈服强度提高)，同时还出现明显的局部屈曲现象；而其他工况中十字形实腹式型钢未出现屈服和

屈曲现象。总的来说,比例距离  $Z \leq 0.6 \text{ m/kg}^{1/3}$  时 SRC 柱核心约束区与非核心约束区混凝土出现界面分离,导致核心区和非核心区混凝土协调变形能力被大幅度削弱, SRC 柱破坏模式为弯剪破坏;反之比例距离  $Z \geq 0.7 \text{ m/kg}^{1/3}$  时, SRC 柱破坏模式为整体受力的弯曲破坏。

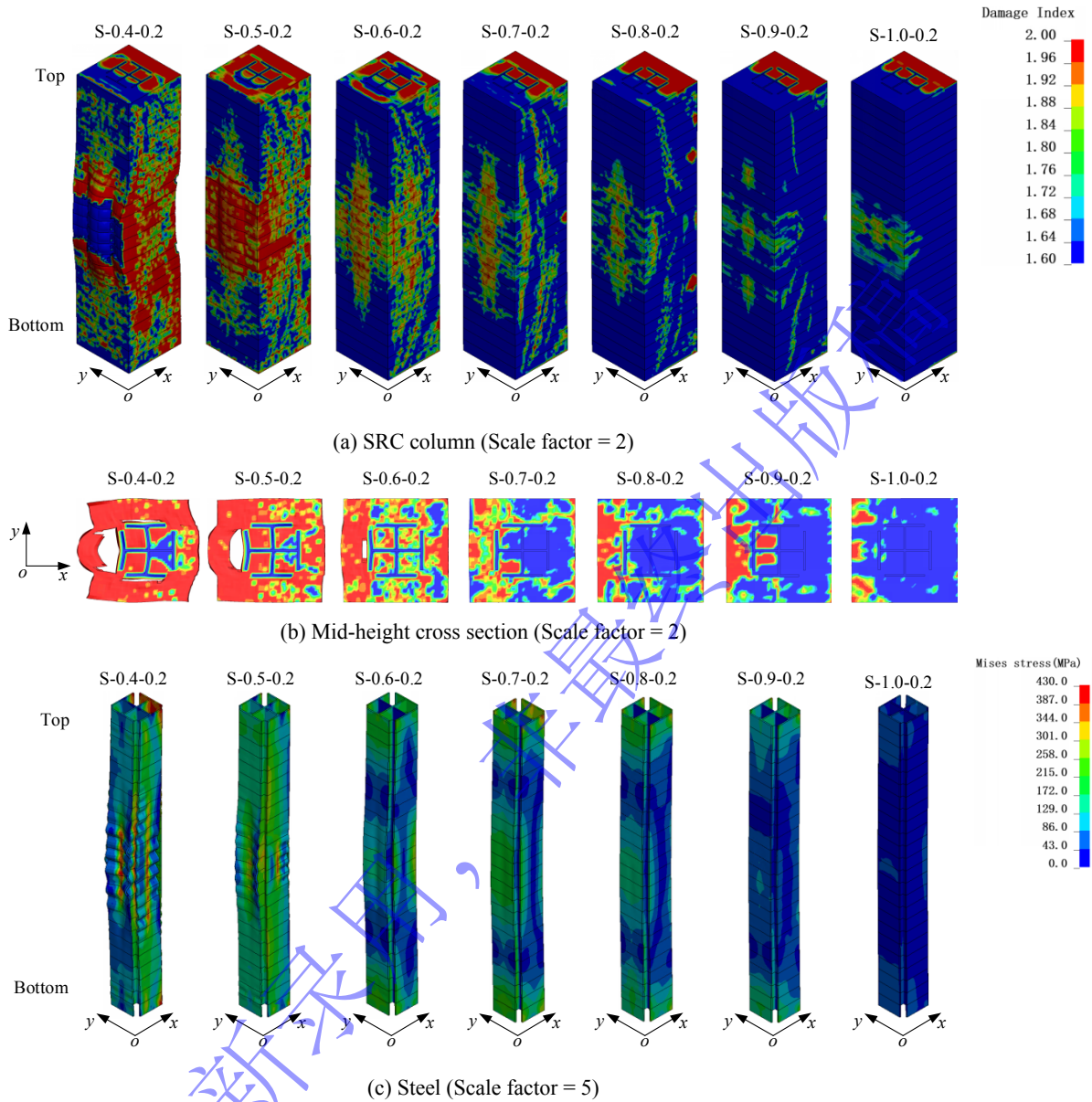


图 11 SRC 柱破坏模式

Fig. 11 Damage patterns of SRC column

### 3.1.3 SRC 柱损伤评估

SRC 柱的理论轴向承载力按公式(9)计算<sup>[23]</sup>为 29289 kN,而数值模拟得到无箍筋 SRC 柱的轴向承载力为 30488 kN (见图 12),两者误差仅为 4.1%,这表明建立的数值模型能够准确反映 SRC 柱的极限轴向承载力。另外,考虑箍筋约束效应后 SRC 柱的轴向承载力为 34934 kN,这表明箍筋的约束效应能明显提高 SRC 柱的轴向承载力,因此无损 SRC 柱的轴向承载力 ( $N_u$ ) 定义为 34934 kN。

$$N_d = f_c A_c + f_y A_s + f_a A_a \quad (9)$$

式中:  $N_d$  为理论轴向承载力,  $A_c$ 、 $A_s$  和  $A_a$  分别为混凝土、钢筋和型钢截面面积,  $f_c$ 、 $f_y$  和  $f_a$  分别采用混凝土 (28.2 MPa)、钢筋 (400 MPa) 和型钢 (345 MPa) 的强度标准值。

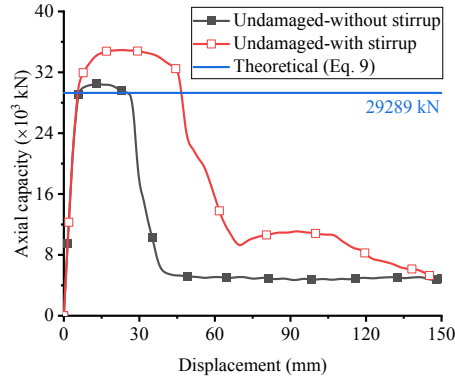
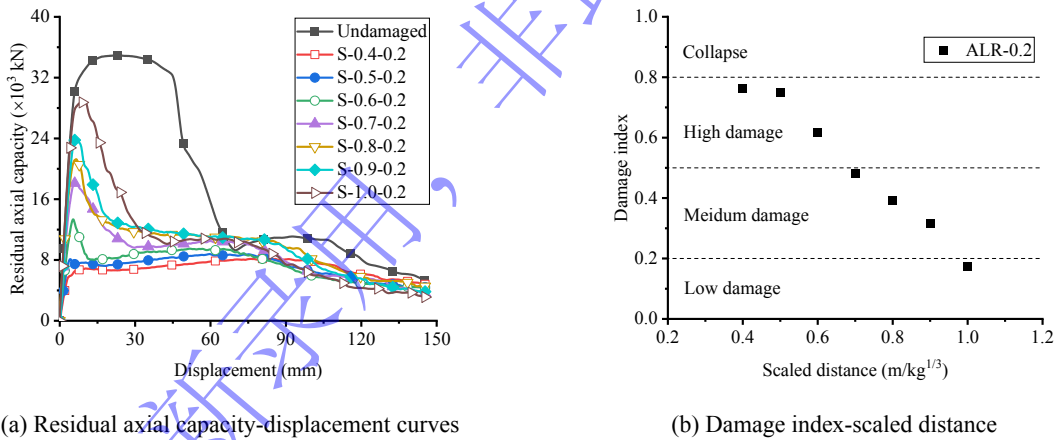


图 12 SRC 柱轴向承载力

Fig. 12 Axial capacity of SRC columns

图 13(a)给出了不同比例距离下 SRC 柱的残余轴向承载力-位移曲线, 可以看到, 无损的 SRC 柱在达到轴向抗压承载力峰值后保持稳定一段位移再显著降低, 而爆炸损伤后 SRC 柱一旦达到轴向抗压承载力峰值便迅速降低, 这主要是因为 SRC 柱已经耗散部分能量且局部发生面外弯曲变形。值得注意的是, SRC 柱一般在混凝土压溃时达到轴向抗压承载力峰值, 而当十字形实腹式型钢受压失效时达到轴向抗压承载力第二峰值。SRC 柱无损状态下轴向承载力为 34934 kN, 按公式(8)计算得到 SRC 柱的损伤指数分布 (见图 13(b)), 可以看到, 随着比例距离增加损伤指数明显降低。当比例距离为 0.4  $\text{m/kg}^{1/3}$ 、0.5  $\text{m/kg}^{1/3}$  和 0.6  $\text{m/kg}^{1/3}$  时, 对应损伤等级为重度损伤; 比例距离为 0.7  $\text{m/kg}^{1/3}$ 、0.8  $\text{m/kg}^{1/3}$  和 0.9  $\text{m/kg}^{1/3}$  时, 对应损伤等级为中度损伤; 比例距离为 1.0  $\text{m/kg}^{1/3}$  时, 对应损伤等级为轻度损伤。



(a) Residual axial capacity-displacement curves

(b) Damage index-scaled distance

图 13 SRC 柱损伤评估

Fig. 13 Damage assessment of SRC columns

### 3.2 所有工况的爆炸和响应规律

#### 3.2.1 爆炸荷载

图 14 给出了不同比例距离下 SRC 柱的每平方米平均累积冲量分布, 其中轴压比 (ALR) 对累积冲量的影响可以忽略。在此基础上拟合得到 227 kg 立方体 TNT 爆炸荷载下 SRC 柱平均累积冲量 (AIP) 与比例距离 (Z) 的经验计算模型 (公式(10)) [26], 相关性系数为 0.99, 因此可以按照比例距离快速准确计算 SRC 柱的平均累积冲量。

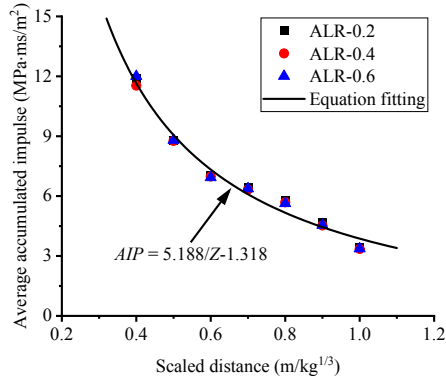


图 14 平均累积冲量-比例距离曲线

Fig. 14 Average accumulated impulse-scaled distance curve

$$AIP = 5.188/Z - 1.318 \quad (10)$$

式中： $AIP$  为每平方米平均累积冲量（单位： $\text{MPa}\cdot\text{ms}/\text{m}^2$ ）， $Z$  为比例距离（单位： $\text{m}/\text{kg}^{1/3}$ ）。

### 3.2.2 破坏模式与损伤评估

当轴压比为 0.4 和 0.6 时，S-0.4-0.4、S-0.5-0.4、S-0.4-0.6 和 S-0.5-0.6 工况在爆炸荷载作用后自由振荡阶段（图 7 第三阶段）已经发生倒塌破坏，这主要是因为爆炸后 SRC 柱的残余轴向承载力小于施加的轴压力。除了上述 4 种工况外，其他工况下 SRC 柱的动力响应和破坏模式均与轴压比为 0.2 的工况类似，限于篇幅不再赘述。

图 15(a)给出了不同轴压比（ALR）下损伤指数-比例距离分布，可以看到，3 种轴压比下 SRC 柱的损伤指数均随比例距离的增加而明显降低，当比例距离  $Z \leq 0.6 \text{ m}/\text{kg}^{1/3}$  时，损伤指数随着轴压比的增大而增大，进而可能导致 SRC 柱的损伤等级提高一级；反之当比例距离  $Z \geq 0.7 \text{ m}/\text{kg}^{1/3}$  时，损伤指数随着轴压比的增大而减小，但基本不影响 SRC 柱的损伤等级。为了便于保守评估 SRC 柱的损伤等级，选取 3 种轴压比下的最大损伤指数，拟合得到 SRC 柱的损伤指数与比例距离的经验计算模型（图 15(b)和公式(11)）<sup>[26]</sup>，相关性系数为 0.996，因此 SRC 柱发生轻度损伤、中度损伤、重度损伤和倒塌破坏对应的比例距离范围分别为  $Z > 1.01 \text{ m}/\text{kg}^{1/3}$ 、 $0.7 \text{ m}/\text{kg}^{1/3} < Z \leq 1.01 \text{ m}/\text{kg}^{1/3}$ 、 $0.56 \text{ m}/\text{kg}^{1/3} < Z \leq 0.7 \text{ m}/\text{kg}^{1/3}$  和  $0.56 \text{ m}/\text{kg}^{1/3} \leq Z$ 。换言之，可以根据比例距离快速评估小汽车炸弹袭击下 SRC 柱的损伤等级。

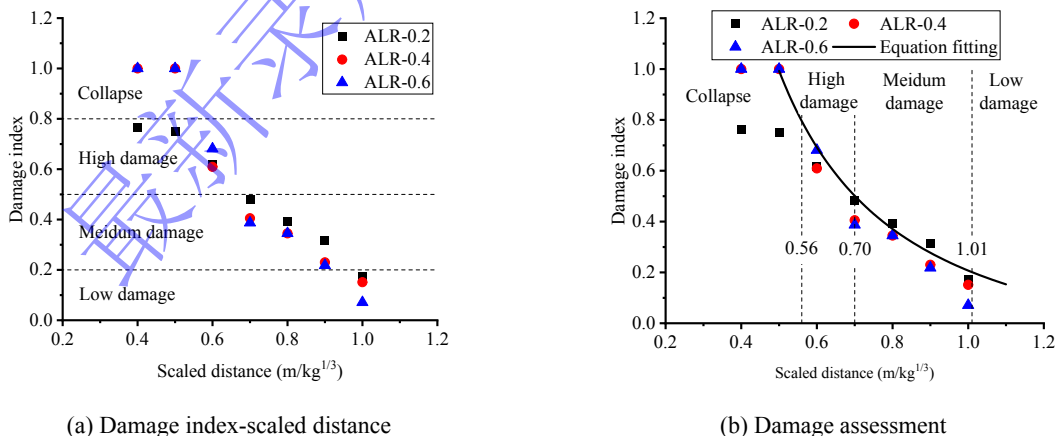


图 15 不同轴压比下 SRC 柱损伤评估

Fig. 15 Damage assessment of SRC columns under different axial load ratios

$$D = 0.2631/Z + 0.1742/Z^2 - 0.2301 \quad (11)$$

式中： $D$  为损伤指数， $Z$  为比例距离（单位： $\text{m}/\text{kg}^{1/3}$ ）。

## 4 结论

本文采用全精细数值模拟方法研究了近场小汽车炸弹袭击下（对应 TNT 当量为 227 kg）十字型钢混凝土（SRC）柱抗爆性能，分析比例距离和轴压比对其抗爆性能的影响，最终建立平均累积冲量和 SRC 柱损伤指数经验计算模型，主要结论如下：

（1）采用 LS-DYNA 建立了 RC 柱精细数值模型，采用试验数据验证了数值建模方法的准确性和可靠性。然后，拓展建立了 SRC 柱精细数值模型，设置 21 种典型工况，系统研究比例距离和轴压比对其抗爆性能与损伤等级的影响。

（2）轴压比为 0.2 时，随着比例距离增加 SRC 柱中心高度 1300 mm 以内冲击荷载从占比 61.3% 降至 42.5% 左右。比例距离  $Z \leq 0.6 \text{ m/kg}^{1/3}$  时 SRC 柱核心约束区与非核心约束区混凝土出现界面分离，SRC 柱破坏模式为弯剪破坏；反之比例距离  $Z \geq 0.7 \text{ m/kg}^{1/3}$  时，SRC 柱核心约束区与非核心约束区混凝土未出现界面分离，对应破坏模式为整体受力的弯曲破坏，损伤等级均在中度损伤以下。

（3）当比例距离  $Z \leq 0.6 \text{ m/kg}^{1/3}$  时，SRC 柱的损伤指数随着轴压比的增大而增大；反之当比例距离  $Z \geq 0.7 \text{ m/kg}^{1/3}$  时，其损伤指数随着轴压比的增大而减小。此外，基于比例距离提出了平均累积冲量和损伤指数的经验计算公式。SRC 柱发生轻度损伤、中度损伤、重度损伤和倒塌破坏对应的比例距离范围分别为  $Z > 1.01 \text{ m/kg}^{1/3}$ 、 $0.7 \text{ m/kg}^{1/3} < Z \leq 1.01 \text{ m/kg}^{1/3}$ 、 $0.56 \text{ m/kg}^{1/3} < Z \leq 0.7 \text{ m/kg}^{1/3}$  和  $0.56 \text{ m/kg}^{1/3} \leq Z$ ，进而可以根据比例距离快速评估小汽车炸弹袭击下 SRC 柱的损伤等级。

## 参考文献

- [1] LIU Y, YAN J B, LI Z, et al. Improved SDOF and numerical approach to study the dynamic response of reinforced concrete columns subjected to close-in blast loading [J]. Structures, 2019, 22: 341-365.
- [2] SHI Y, HU Y, CHEN L, et al. Experimental investigation into the close-in blast performance of RC columns with axial loading [J]. Engineering Structures, 2022, 268: 114688.
- [3] LU J X, WU H, CHENG Y H, et al. Blast resistance of grouting sleeve connected precast concrete columns under close-in explosions [J]. International Journal of Impact Engineering, 2024, 187: 104908.
- [4] 师燕超, 李忠献. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土柱的动力响应与破坏模式 [J]. 建筑结构学报, 2008, 29(04): 112-117.  
SHI Y C, LI Z X. Dynamic responses and failure modes of RC column under blast loading [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 112-117.
- [5] BAO X, LI B. Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns [J]. International Journal of Impact Engineering, 2010, 37(3): 295-308.
- [6] SHI Y, HAO H, LI Z X. Numerical derivation of pressure-impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads [J]. International Journal of Impact Engineering, 2008, 35(11): 1213-1227.
- [7] 方秦, 程国亮, 陈力. 爆炸荷载作用下承重柱的弹性动力响应分析 [J]. 工程力学, 2013, 30(3): 112-119.  
FANG Q, CHENG G L, CHEN L. The linear dynamic responses of columns subjected to blast loads [J]. Journal of engineering mechanics, 2013, 30(3): 112-119.
- [8] 孙建运, 李国强, 陆勇. 爆炸荷载作用下 SRC 柱中混凝土的断裂破坏原理 [J]. 振动、测试与诊断, 2008, 28(2): 168-171.  
SUN J Y, LI G Q, LU Y. Fracture failure principle of concrete in SRC column under explosion loading [J]. Journal of vibration, measurement & diagnosis, 2008, 28 (2): 168-171.
- [9] 周龙云, 石磊, 徐令宇, 等. 爆炸冲击作用下 H 型钢柱损伤等级快速评估 [J]. 防灾减灾工程学报, 2019, 39(5): 851-857.  
ZHOU L Y, SHI L, XU L Y, et al. Method for classifying damage level of steel column under impact of explosion [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2019, 39(05): 851-857.
- [10] 齐宝欣, 阎石, 张文新, 等. 爆炸荷载作用下型钢混凝土柱的动力响应影响因素分析 [J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2018, 34(2): 202-210.

- QI B X, YAN S, ZHANG W X, et al. Influencing factor analysis on dynamic response of steel reinforced concrete column under blast loading [J]. *Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science)*, 2018, 34(2): 202-210.
- [11] ZHU W Q, YANG C, YIN T Y, et al. Blast resistant performance and damage mechanism of steel reinforced concrete beams under contact explosion [J]. *Engineering Structures*, 2024, 315: 118472.
- [12] LS-DYNA. LS-DYNA Keyword User's Manual R13 [M]. Livermore software technology, an Ansys company, 2022.
- [13] PENG Q, ZHOU D Y, WU H, et al. Experimental and numerical studies on dynamic behaviors of RC slabs under long-duration near-planar explosion loadings [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2022, 160: 104085.
- [14] GUO X K, LI Y, MCCRUM D P, et al. A reinforced concrete shear wall building structure subjected to internal TNT explosions: Test results and numerical validation [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2024, 190: 104950.
- [15] 周焯, 郑荣跃, 汪维, 等. RC 框架-砌体墙结构内部爆炸毁伤效应 [J]. *高压物理学报*, 2025, 39(9): 113-126.
- ZHOU Y, ZHENG R Y, WANG W, et al. Damage effect of RC frame-masonry wall structures subjected to internal explosion [J]. *Chinese Journal of High Pressure Physics*, 2025, 39(9): 113-126.
- [16] JONES N. *Structural impact* (2nd ed) [M]. New York: Cambridge University Press, 2011.
- [17] ZENG X, WANG Z, HUO J S. Tensile behavior of 400 MPa-grade anti-earthquake hot-rolled ribbed bar (HRB400E) over a wide strain rate range [J]. *Construction and Building Materials*, 2020, 249: 118729.
- [18] MALVAR L J, CRAWFORD J E, WESEVICH J W, et al. A plasticity concrete material model for DYNA3D [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 1997, 19 (9-10): 847-873.
- [19] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP MODEL CODE 1990 [S]. London: Thomas Telford Publishing, 1993.
- [20] LV C X, YAN Q S, LI L, et al. Field test and probabilistic vulnerability assessment of a reinforced concrete bridge pier subjected to blast loads [J]. *Engineering Failure Analysis*, 2023; 143: 106802.
- [21] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范 GB 50010-2010 (2015 版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures (Version 2015) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [22] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑结构抗震设计规范 GB50011-2010 (2016 版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings GB 50011-2010 (Version 2016) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 组合结构设计规范 JGJ 138-2016 (2016 版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of composite structures (Version 2016) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [24] CHEN L, HU Y, REN H, et al. Performances of the RC column under close-in explosion induced by the double-end-initiation explosive cylinder [J]. *International Journal of Impact Engineering* 2019, 132: 103326.
- [25] FEMA-428/BIPS 07. Primer to design safe school projects in case of terrorist attacks and school [S]. Washington: Homeland Security, Science and Technology Directorate, Infrastructure Protection and Disaster Management Division, 2012.
- [26] GUO X K, LI Y, MCCRUM D P, et al. A reinforced concrete shear wall building structure subjected to internal TNT explosions: TNT location parameter study and new simplified uniformly distributed overpressure calculation model [J]. *Engineering Structures*, 2025, 341: 120867.

# Numerical Study on the Blast Resistance of Cross-Shaped Steel-Reinforced Concrete Columns Subjected to Near-Field Explosion

REN Shuangchao<sup>1</sup>, WANG Xueji<sup>2</sup>, GUO Xuekang<sup>1</sup>, LI Yi<sup>1</sup>

(1. Beijing Key Laboratory of Earthquake Engineering and Structural Retrofit, Beijing University of  
Technology, Beijing 100124, China;

2. Power China Zhongnan Engineering Corporation Limited, Changsha 410014, Hunan, China)

**Abstract:** Steel-reinforced concrete (SRC) columns are widely adopted in critical and high-rise buildings due to their high load-bearing capacity. The failure of SRC columns may trigger progressive collapse of the entire structure when subjected to blast loading. However, research on the blast resistance of SRC columns under near-field explosions remains limited. To fill this gap, a refined finite element model of a cross-shaped SRC column in a real high-rise building was established in LS-DYNA. The effects of scaled distance and axial load ratio on the blast resistance and damage level of SRC columns were investigated under near-field explosion scenarios. The numerical results indicated that at an axial compression ratio of 0.2, the proportion of shock load distributed within 1300 mm of the mid-height of the SRC column decreased from 61.3% to approximately 42.5% with increasing scaled distance. If interfacial debonding occurred between the confined core region and the unconfined concrete, the SRC column would exhibit flexural-shear failure. Conversely, in the absence of such debonding occurred, flexural failure would be observed in the SRC column, and the damage level could not exceed a medium level. A higher axial load ratio was detrimental to blast resistance when the scaled distance  $Z \leq 0.6 \text{ m/kg}^{1/3}$ , whereas it became beneficial when  $Z \geq 0.7 \text{ m/kg}^{1/3}$ . Finally, empirical predictive models were established to estimate the average accumulated impulse and damage index of SRC columns, thereby providing a quantitative basis for rapid post-blast damage assessment.

**Keywords:** cross-shaped steel-reinforced concrete column; near-field explosion; blast resistance; damage assessment