

文章编号: 1001-1455(2009)04-0380-05

# 框-筒结构建筑物的折叠爆破拆除\*

杨国梁<sup>1</sup>, 杨 军<sup>1</sup>, 姜琳琳<sup>2</sup>

(1. 北京理工大学爆炸科学与技术国家重点实验室, 北京 100081;

2. 中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083)

**摘要:** 采用共节点分离式钢筋混凝土模型, 对框-筒结构折叠倒塌进行了三维数值模拟, 包括底部起爆和顶部起爆 2 种方式, 并且在底部起爆方式中, 采用了不同切口高度和延迟时间。对结构的倒塌过程、支撑立柱的破坏过程进行了比较分析。结果表明: 采用底部起爆时, 结构下部压碎程度较采用顶部起爆严重; 同为底部起爆, 延迟时间 0.25 s 的结构破碎比 0.5 s 严重; 底层立柱采用不同的切口高度和延迟时间, 结构的倒塌方向发生了改变, 结构略向南倾斜; 支撑柱的破坏过程不同, 对结构的后坐距离产生影响, 采用底部起爆时, 结构的后坐距离小于顶部起爆。通过对混凝土和钢筋单元受力过程进行的分析, 共节点分离式模型能够反映钢筋和混凝土 2 种材料的力学性能差异。

**关键词:** 爆炸力学; 折叠倒塌; 共节点分离式模型; 框-筒结构; 爆破拆除

**中图分类号:** O383.2

**国标学科代码:** 130·3520

**文献标志码:** A

## 1 引 言

框架-筒体组合结构是超高层建筑普遍采用的结构形式, 结构由框架和芯筒构成组合体系, 筒体具有远大于框架的抗侧移刚度, 因此是主要的抗侧力构件, 而框架则主要用来承担竖向荷载。结构整体刚度极大, 且高度在百米至几百米, 如在风灾和地震等特殊情况下发生破坏, 基本无法用机械和人工方法进行拆除。而且, 此类结构大部分处于城市中心, 建筑物分布密集, 爆破拆除难度很大。目前, 针对此类结构爆破拆除理论研究较少, 并且开展相关实验研究需要花费巨额资金, 为此, 有许多爆破拆除建筑物的数值模拟研究。余业清<sup>[1]</sup>、刘翼<sup>[2]</sup>分别采用有限元软件 ABAQUS 和 ANSYS 对框架结构爆破拆除进行了研究。

本文中尝试采用共节点分离式钢筋混凝土模型<sup>[3]</sup>, 对典型的框-筒结构的折叠爆破拆除进行三维模拟研究, 主要考察不同的起爆方式、切口高度以及延迟时间等因素对结构破坏的影响。

## 2 数值计算方法

采用有限元软件 DYNA-3D 进行数值计算, 程序中使用中心差分时间积分法<sup>[4]</sup>。t 时刻的加速度为

$$a_t = (\mathbf{F}_t^{\text{ext}} - \mathbf{F}_t^{\text{int}}) / M \quad (1)$$

式中:  $\mathbf{F}_t^{\text{ext}}$  为施加的外部力矢量,  $\mathbf{F}_t^{\text{int}}$  为内部力矢量。定义  $\mathbf{F}^{\text{int}} = \sum (\int_{\Omega} B^T \sigma_n d\Omega + F^{\text{hg}}) + F^{\text{con}}$ , 其中,  $F^{\text{hg}}$  为沙漏阻力,  $F^{\text{con}}$  为接触力。

速度和位移为

$$v_{t+\Delta t/2} = v_{t-\Delta t/2} + a_t \Delta t, \quad u_{t+\Delta t} = u_t + v_{t+\Delta t/2} \Delta t_{t+\Delta t/2} \quad (2)$$

式中:  $\Delta t_{t+\Delta t/2} = 5(\Delta t_t + \Delta t_{t+\Delta t})$ 。

方程不需要转换刚度矩阵, 内部矢量包含所有非线性问题, 不需要进行收敛检查。在处理接触碰撞、爆炸等大位移大变形问题时比较便利。

## 3 模型及爆破方案

实体结构如图 1, 结构高 73.5 m, 东西宽 29 m, 南北宽 47.2 m, 共 23 层。东侧 14~21 层由于火灾, 外围框架结构已经全部倒塌, 中心的电梯井筒体结构依然存在, 整体结构为现浇钢筋混凝土框-筒组合结构。框架结构柱采用变截面设

\* 收稿日期: 2008-03-14; 修回日期: 2008-07-30

作者简介: 杨国梁(1979—), 男, 博士研究生。

计,截面尺寸分别为:1~6层,1.8 m×0.5 m;7~13层,1.2 m×0.5 m;14~23层,0.6 m×0.5 m。梁的截面尺寸为 0.6 m×0.5 m,楼板厚 0.3 m,电梯间剪力墙筒体厚 0.25 m。层高分别为:1层,3.7 m;2~5层,均 2.6 m;6层,2.7 m;7层,3.9 m;8~19层,均 3.2 m;20~23层,均 3.6 m。

### 3.1 爆破方案

考虑 2 种起爆方式,在底部起爆中又考虑底部采用不同的切口高度和延迟时间的影响,共采用 3 种爆破方案<sup>[5-6]</sup>。

如图 2,1、2、…为爆破切口位置。下面分别介绍 3 种爆破方案:方案 1、2 中,南北向切口位置完全相同,保留西侧最后排支撑立柱,按 1、2、…顺序起爆,延迟时间均为 0.5 s;方案 3 中,北侧 2 排 4 根柱子炸高为 4 层,南侧 2 排 4 根柱子即 1、3 炸高为 3 层,切口高度较北侧炸高低 1 层,以实现整体结构倒塌时略向南倾斜,按 1、2、…顺序起爆,1~5 间延迟时间为 0.25 s,5~8 间为 0.5 s,后排支撑立柱完全炸毁。3 种爆破方案中,芯筒镂空部分均为预拆除剪力墙体。



图 1 结构立面图

Fig. 1 Elevation of the structure

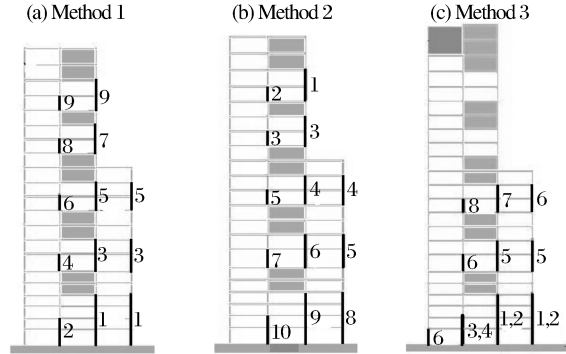


图 2 爆破拆除方案

Fig. 2 Blasting demolition methods

### 3.2 有限元模型

采用共节点分离式模型,按照结构的实际尺寸建立模型,模型中对实际结构的钢筋进行了简化:结构立柱在倒塌过程中承担较大的弯矩,故钢筋对结构的破坏起着关键性的作用。模型柱中钢筋按实际结构中的钢筋数量、尺寸大小、布置方式等建模;梁中只建立纵向钢筋,并对钢筋数目进行了简化,每根梁建立了 6 根钢筋;芯筒剪力墙体在结构倒塌时,主要承受压力,故芯筒中没有建立钢筋单元。出于模型简化原则,整个结构中没有考虑箍筋的影响。此外,模型中没有考虑 1~4 层南北两侧车库中悬挑出的部分。

共建立 2 类有限元模型:(1)根据结构对称性原则,建立 1/2 模型,并施加对称约束,最后将模拟结果镜像,见图 3(a);(2)考虑方案 3 中同层立柱爆破切口高度和延迟时间不同,建立整个模型,并考虑顶部的两层电梯井结构,见图 3(b)。为了更加直观地观察结构倒塌的范围,地面范围南、北和西侧各取 3 m,东侧取 29 m,即为实际场地的允许倒塌范围。图 3(c)为钢筋分布。

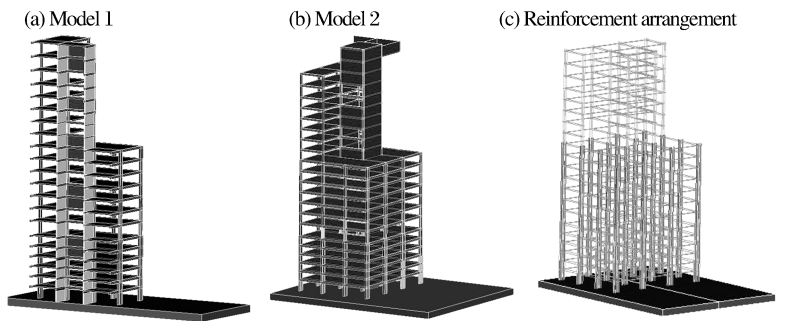


图 3 有限元模型

Fig. 3 Finite element model

混凝土与钢筋均采用塑性硬化

材料,混凝土采用 SOLID 164 单元,钢筋采用 BEAM 161 单元。钢筋混凝土材料的破坏非常复杂,涉及材料本构关系、各种失效准则等因素,在文中钢筋和混凝土材料均由应变控制材料失效,失效应变阈值分别为 0.050 和 0.004。

## 4 数值模拟结果分析与比较

### 4.1 倒塌过程模拟结果比较

方案 1 中(见图 4(a)),随着底部爆破切口的形成,结构在自重作用下开始偏转,结构下部 1~6 层的压缩非常严重,由于保留了部分剪力墙体,使得结构的部分整体性非常好,在触地的过程中形成多个完整的刚性体。在下坐过程中,在上部结构的冲击作用下,许多混凝土碎块飞散出去。

方案 2 中(见图 4(b)),在 3 s 左右 11、12 层处切口闭合,在 11 层处形成活动铰,随后整个结构绕活动铰转动。5.2 s 左右,第 1 层最后排立柱开始屈服,此后整个结构边下坐边翻转,约 6.5 s 左右结构完全倒塌完毕。

方案 3 中(见图 4(c)),由于底部结构立柱爆破延迟时间的缩短以及最后 1 排立柱的炸毁,结构下坐冲量增大,下部压缩较为严重,虽然 12 层以上立柱没有炸毁,但由于在结构下坐过程中巨大冲击作用,上部结构出现多个活动铰,最后结构实现了完全倒塌,且堆散距离进一步缩小。此外,由于结构南北两侧立柱的起爆顺序以及延迟时间的选择不同,使得结构最后的倒塌方向受到了影响,略微向东南方向倾斜。

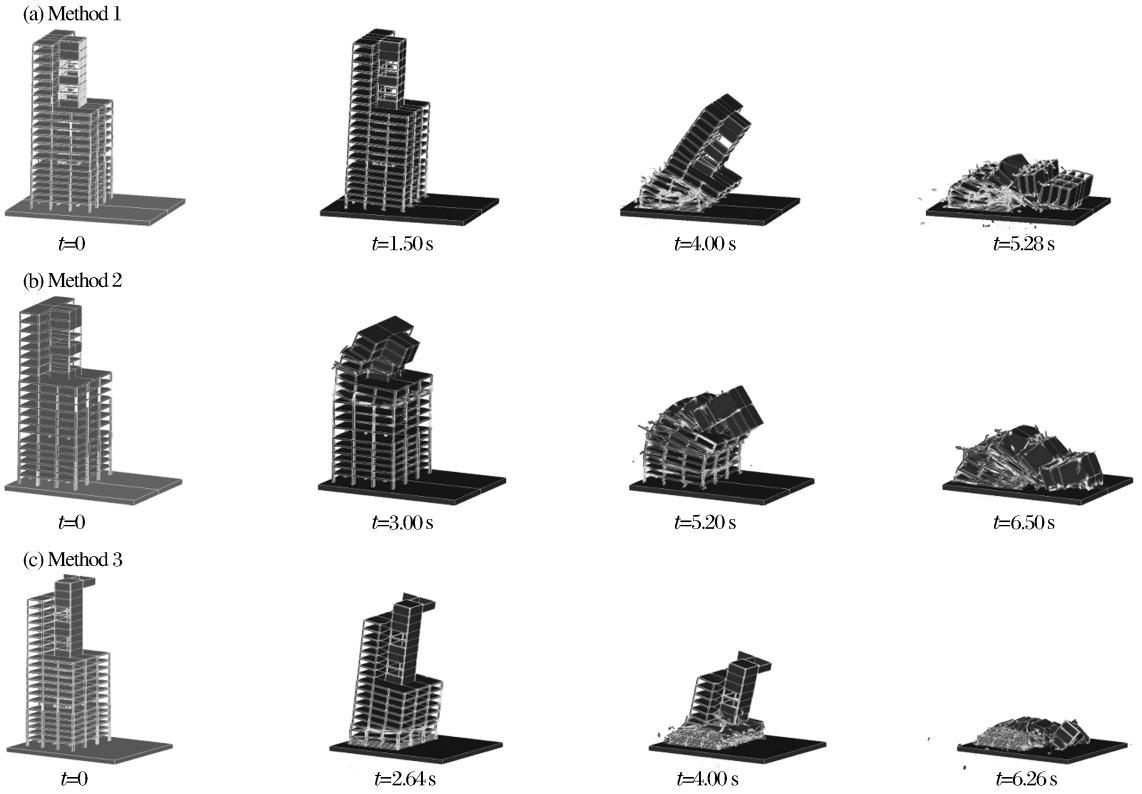


图 4 倒塌过程数值模拟结果

Fig. 4 Simulation results for the collapse processes

### 4.2 支撑柱破坏过程比较分析

图 5 为结构支撑立柱破坏过程中的有效应力分布图。

采用方案 1(见图 5(a))时,随着前排立柱爆破切口的形成,最后 1 排框架柱在大偏心受压状态下迅速屈服,柱底脚外侧首先屈服,后坐和下坐同时发生,在 2.4 s 左右立柱完全破坏,第 2 层楼板触地,后坐发生距离约 1.8 m。

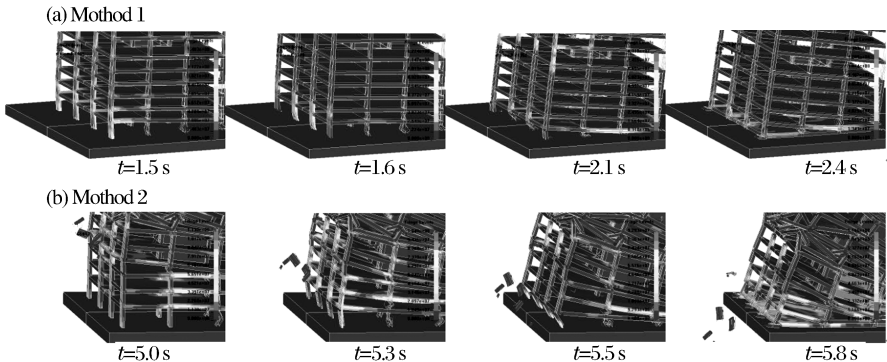


图 5 支撑立柱破坏过程

Fig. 5 Failure processes of sustaining pillars

在顶部起爆(见图5(b))中,随着结构所有爆破切口形成,在5.3 s后排立柱1层柱脚与柱顶处同时发生折断,随后立柱下部被压碎,上部被向外侧挤压,支撑立柱完全失去承载能力,5.8 s左右,下坐、后坐过程完成,后坐距离为2.3 m。

### 4.3 结构中心纵向速度分析

选取第10层处芯筒中部中心点作为结构中心。图6为分别采用方案1、2时,中心点的纵向速度曲线。

方案1中:在2.9 s时,结构的纵向速度产生折点,此时即为结构8层顶部发生触地,对结构的下坐产生了极大的缓冲作用,在3.8 s后9~10层部分结构在上部结构的冲击作用下被压碎,结构发生进一步下坐,在4.0 s左右,10层以下结构压碎过程基本完成。最大速度为12.8 m/s,发生在2.9 s左右。

方案2中:在3.3 s左右,随着7~8层爆破切口的形成,上部结构加剧下坐,在4 s左右,8层顶部与7层底部切口闭合,缓冲了结构的下坐趋势。4.5 s后,最底层切口逐渐形成,中心点纵向速度继续增加,在5.7 s时,下部结构压碎过程基本完成,6.5 s整体结构完全倒塌。最大速度为10.9 m/s,发生在5.7 s左右。

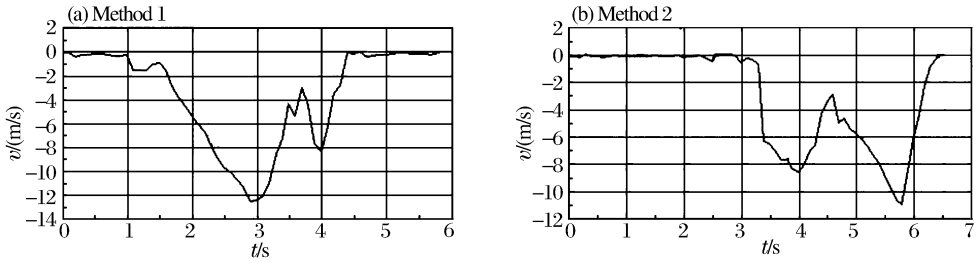


图6 结构中心纵向速度  
Fig. 6 Vertical velocities of central point

### 4.4 混凝土、钢筋单元应力分析

图7(a)为方案1中最后1排立柱外侧柱角处的混凝土单元应力曲线表。结果表明,在1.5 s左右,混凝土屈服,混凝土单元失效被删除,此后整体结构开始发生下坐和后坐。混凝土单元的破坏与前面结构支撑立柱破坏的过程一致。

图7(b)为方案1中结构中部某钢筋单元在结构整个倒塌过程中的纵向应力曲线。由于钢筋材料的抗拉能力远大于混凝土,因此,实际结构在倒塌过程中,大部分钢筋单元并不会发生屈服。模拟结果中钢筋单元始终处于拉、压应力交替状态,与理论分析一致。单元最大压应力发生在3.5 s,最大值0.15 GPa;最大拉应力发生在4.3 s,最大值为0.23 GPa。这说明共节点分离式模型能够反应混凝土和钢筋2种材料的力学性能差异。

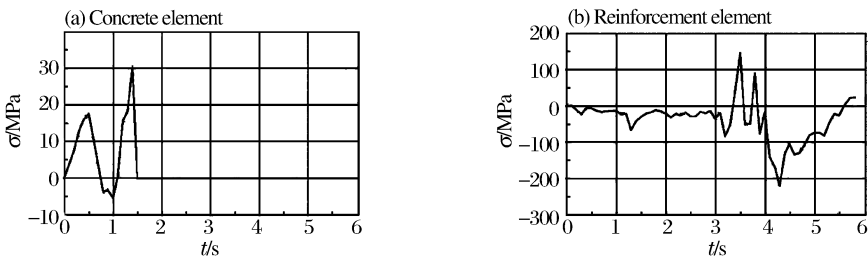


图7 方案1中混凝土、钢筋单元应力时程曲线  
Fig. 7 Stress-time curves of concrete and reinforcement elements in Method 1

## 5 结论

(1)由于起爆方式的不同,支撑立柱的破坏位置发生明显的变化,导致结构后坐距离的差异:采用底部起爆时,后坐过程与下坐过程基本同时发生,而采用顶部起爆时,后坐过程要早于下坐过程,最后导致后者的后坐距离明显大于前者。

(2)结构倒塌后爆堆都在指定的区域内,只是范围有所不同。采用方案3的爆堆高度和前后堆散范围为最小,方案1的爆堆高度较大。

(3)对底部爆破切口采取不同的延迟时间和切口高度,使得结构的倒塌方向产生了影响,结构略偏向东南方向倒塌,降低了结构倒塌对北面楼房以及东北角高层结构的危害。

(4)爆破结构的最后1排支撑立柱,减小了结构下部对下坐过程的缓冲作用,下部结构被压碎得更加密实,进一步降低了爆堆高度。

(5)通过分析混凝土和钢筋单元的受力过程,共节点分离式钢筋混凝土模型可以体现混凝土和钢筋材料的力学性能差异,采用共节点分离式模型进行爆破拆除数值模拟是可行的。

## 参考文献:

- [1] 余业清. 框架结构建(构)筑物爆破拆除倒塌计算机模拟[D]. 武汉:武汉科技大学,2006.
- [2] 刘翼. 框架楼房逐段解体爆破拆除数值模拟研究[D]. 西安:西安科技大学,2005.
- [3] 许沛. 钢筋混凝土结构爆破拆除过程有限元模拟研究[D]. 北京:北京理工大学,2006.
- [4] Livermore Software Technology Corporation. LS-DYNA User's Manual[Z]. Version 970. Livermore Software Technology Corporation, 2003.
- [5] 杨年华,张志毅,邓志勇,等. 复杂环境下高层框架楼定向爆破拆除实例与分析[J]. 爆破器材,2006,35(6):30-32.  
YANG Nian-hua, ZHANG Zhi-yi, DENG Zhi-yong, et al. An example analysis for high frame building directional blasting demolition in complex circumstance[J]. Explosive Material, 2006,35(6):30-32.
- [6] 汪旭光,于亚伦. 21 世纪的拆除爆破技术[J]. 工程爆破,2000,6(1):32-35.  
WANG Xu-guang, YU Ya-lun. Demolition blasting technology faced with the 21 century[J]. engineering blasting, 2000,6(1):32-35.

## Numerical simulations on fold blasting demolition of frame-tube structures

YANG Guo-liang<sup>1\*</sup>, YANG Jun<sup>1</sup>, JIANG Lin-lin<sup>2</sup>

(1. *State Key Laboratory of Explosion Science and Technology, Beijing Institute of Technology, Beijing 100081, China;*

2. *School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China)*

**Abstract:** The common node separate reinforced concrete model was adopted to numerically simulate the fold blasting collapse processes of frame-tube structures. The two blasting methods used in the three-dimensional simulations included the bottom blasting and the top blasting. In the bottom blasting methods, different cut height and delay time were considered. The collapse processes of the frame-tube structures and the failure processes of the sustaining pillars were discussed. The bottom of the structure was crushed more seriously by using the bottom blasting method than that by using the top blasting method. For the bottom blasting method, more fragmentation appeared in the structure with the 0.25 s delay time than that with 0.5 s. The structure collapsed southward appreciably with the different cut heights and delay times. The failure processes of the sustaining pillars were different according to the different blasting methods, which influenced the backlash distance of the structure. The backlash distance of the structure under the bottom blasting was smaller than that under the top blasting. Stress analysis of the concrete and reinforcement elements shows that the common node separate reinforced concrete model can reflect the mechanical property differences between the two materials.

**Key words:** mechanics of explosion; folding collapse; common node separate model; frame-tube structure; blasting demolition

\* Corresponding author; YANG Guo-liang

E-mail address: yanggl531@163.com

Telephone: 86-10-68912858