

doi:10.3969/j.issn.1001-8352.2014.03.010

# 框剪结构高楼纵向倾倒拆除爆破研究\*

齐世福 刘好全 李宾利 李德林

中国人民解放军理工大学(江苏南京,210007)

[摘 要] 我国目前用爆破法拆除的高层楼房主要是框剪结构。根据同一楼房中框架部分与剪力墙部分的相对位置、倒塌方向选择、前后段起爆时差,对框剪结构楼房爆破效果的影响等进行了分析,给出了楼房爆破切口倾角(闭合角)的经验数据、理论计算方法及确保楼房倒塌的判据,指出了楼房沿其纵向倒塌的难度远大于横向倒塌,并以靖江金都大厦的爆破为例,详细介绍了楼房沿其纵向倾倒时的爆破方案确定、预处理方法、爆破切口要素、立柱的爆破破坏高度、药孔参数、爆破参数、起爆网路等。靖江金都大厦为框剪结构的 11 层高楼,因环境限制,需要沿其不利于倒塌的纵向倾倒,而剪力墙结构却位于高楼的纵向两端,对该大楼的倒塌带来极大难度,通过精心设计其爆破方案,优化爆破参数,并采取严格的安全技术措施,完全达到了预期的爆破效果。

[关键词] 控制爆破;框剪结构楼房;起爆时差;纵向倾倒;爆破倾角;倾倒判据;装药量计算

[分类号] TU746.5;TD235.37

## 1 框剪结构楼房爆破概述

在我国,一般说来,6 层以下的楼房多为砖混结构或框架结构,此类楼房目前多数采用液压破碎器(镐头机)、液压剪或吊锤拆除,即所谓机械拆除<sup>[1-2]</sup>。而 6 层以上的高楼,绝大多数为框剪结构,即建筑的大部分为框架结构,其电梯间或天井等为剪力墙结构(即四周墙体全部为钢筋混凝土结构,能够抗剪),此类楼房目前多采用爆破法拆除<sup>[3-5]</sup>。

剪力墙部分的结构刚性大、整体性好、抗剪能力强,在爆破过程中一般不会对剪力墙作用下解体破碎,而且因其与框架部分的梁柱呈刚性联接,爆破倾倒时相互制约,在不利布局条件下,如果处理不当容易造成炸而不倒的严重事故。因此,分析剪力墙与框架部分之间的布局关系,在爆破设计过程中避免不利因素,确保整体结构顺利倒塌尤为重要。

### 1.1 框剪结构布局对爆破效果影响分析

根据同一楼房中框架部分与剪力墙部分的相对位置,框剪结构楼房的布局一般可分为图 1 所示 3 种情况。

图 1(a),当剪力墙部分在楼房中间时,因剪力墙部分较为孤立,无论是横向倾倒还是纵向倾倒,只要倒塌方向的立柱爆破到合适高度,一般不会影响到整个楼房的倒塌效果,见图 1(a);当剪力墙部分位于楼房两端时,如果采用横向倾倒,则不会影响倒塌效果,如果采用纵向倾倒,则因两部分剪力墙中间与

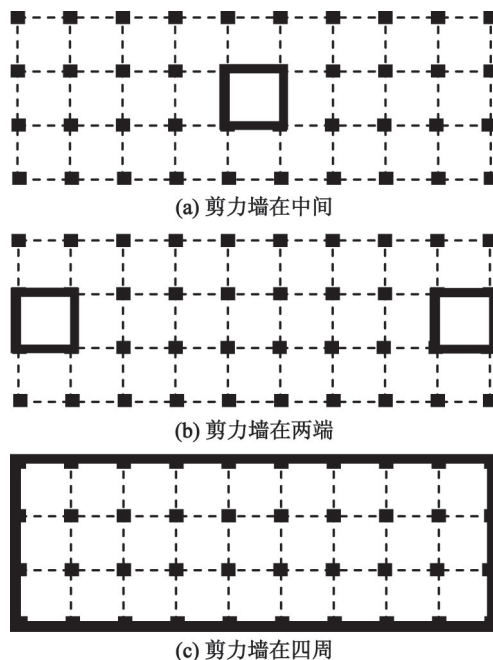


图 1 剪力墙与框架部分相对位置示意图

Fig. 1 Schematic of the relative locations of the shear wall and frame portions

框架结构连为一体,先倒塌的剪力墙部分因框架结构联系梁的拉扯作用,有可能落地后,阻挡后倒塌部分的剪力墙,导致整个楼房不会倒塌的严重后果;当剪力墙部分在楼房四周时,犹如烟囱爆破,只要选取合适的爆破切口形式和足够的爆破倾角,则完全可以保证整个楼房的倒塌效果。

\* 收稿日期: 2013-06-21

作者简介: 齐世福(1956~),男,教授,主要研究方向为火炮、自动武器与弹药工程。E-mail: qishifu@126.com

## 1.2 框剪结构楼房的倒塌方向选择

楼房爆破时,一般选择某一个方向为倾倒方向。当倒塌方向与楼房断面的短边平行时称为横向倒塌,当倒塌方向与楼房断面的长边平行时称为纵向倒塌。从图 1 不难看出,横向倒塌时,即使爆破高度较小,其重心也容易移出楼房外面,利于倾倒;纵向倒塌时,如果爆破高度不够,其重心难以移出楼房外侧,有可能会出现炸而不倒的后果。因此,只要场地条件允许,楼房爆破的倒塌方向优先选择横向倒塌,尤其是框剪结构楼房更应如此。

## 1.3 框剪结构楼房的起爆时差分析

从以往对框架结构楼房爆破的大量实践观察,底部立柱爆破后,在上部未爆结构自重作用下,沿倒塌方向的钢筋混凝土梁结构将产生剪力荷载,梁结构在剪力荷载作用下的破坏响应在 200 ms 以上,因此,框架结构楼房的前后段起爆时差一般取 500 ms,即采用半秒差(HS)雷管起爆。对于图 1(a)所示剪力墙在楼房中间的情况,近似于一纯框架结构,因而其起爆时差仍可选用半秒级;但对于图 1(b)所示剪力墙在楼房两端的情况,起爆时差如果选取过大,或按照爆破框架结构的原则选取,则会出现倒塌方向的剪力墙部分落地后,因各层连接梁的拉扯作用而不能倾倒,堆积在后起爆的剪力墙之前面,影响其倒塌,有可能出现整个楼房炸而不倒的严重后果,故此类框剪结构楼房的起爆时差选择,应小于 200 ms,即采用毫秒差(MS)雷管起爆较好,采用这种短时差起爆是将整个框剪结构楼房视为一整体,在倒塌方向先起爆部分尚未落地之前,后续立柱及剪力墙部分依次爆破倾倒,从而避免先爆部分因时差过大,落地堆积影响整个楼房的倾倒效果;对于图 1(c)所示剪力墙在楼房四周的情况,整个楼房可视为一刚性体,起爆时差大小对楼房倾倒影响不大,既可采用半秒差起爆,亦可用毫秒差起爆<sup>[6-8]</sup>。

## 1.4 框剪结构楼房的爆破倾角控制

楼房定向控制爆破一般通过“高度差”(倒塌方向的立柱爆破高度大于背向立柱的高度)或“时间差”(楼房立柱爆破相同高度,先起爆倒塌方向的立柱,后依次起爆其它立柱)的途径实现,绝大多数工程是综合运用高度差和时间差来实现。因此,除了起爆时差问题,尚需研究爆破高度差问题。爆破的高度差通常用爆破倾角(或称闭合角)来体现,如把楼房视为一整体刚性结构,尤其是框剪结构,因刚度较大,本身就近似一刚性体,此类楼房爆破时,必须保证倒塌方向的立柱或剪力墙爆破到足够高度,或者说爆破倾角必须达到一定值,爆破切口内的立柱

破碎钢筋失稳闭合后,楼房重心移出倒塌方向的外侧才能确保楼房倾倒,即框剪结构楼房爆破的倾角最小值确定原则是楼房重心移出楼房外侧时的角度<sup>[9-11]</sup>。实际爆破时,考虑到倒塌背向立柱或剪力墙内钢筋的拉扯作用及先爆破部分的堆积作用,确保楼房倒塌的爆破倾角应大于此值。

设大楼质量为  $m$ ,重心高度为  $Z_c$ ,倒塌方向的大楼宽度为  $B$ ,爆破切口高度为  $H_p$ ,爆破切口闭合后大楼重心至倒塌背向最后一排立柱的距离为  $X$ (图 2),设爆破切口闭合角  $\beta$ ,则

$$\beta = \operatorname{tg}^{-1} \frac{H_p}{B} \quad (1)$$

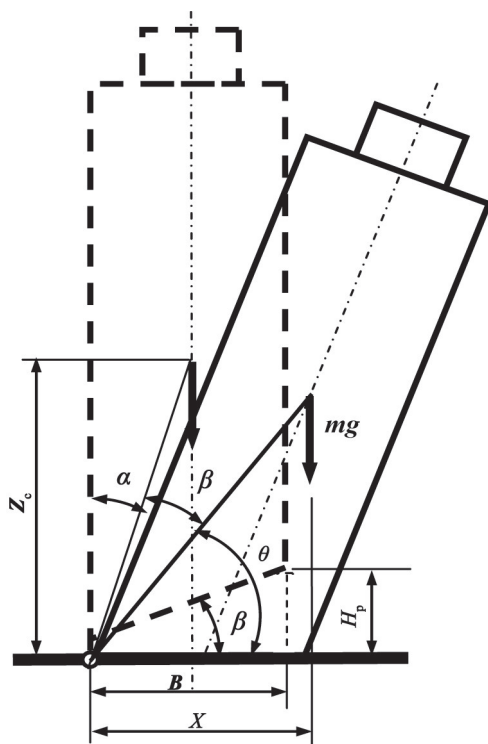


图 2 楼房倾倒可靠性分析图

Fig. 2 Reliability analysis of the building collapse

根据工程实践经验,对于框剪结构楼房,其闭合角  $\beta$  角度应不小于  $25^\circ$ ,即  $\beta \geq 25^\circ$ 。

检验楼房爆破闭合后其重心是否偏移出大楼外侧的判据是:

$$L_x = X - B > 0. \quad (2)$$

根据几何关系,重心移出大楼外侧的距离  $L_x$  可由下式求出:

$$L_x = X - B \geq [Z_c^2 + (B/2)^2]^{1/2} \cdot \cos(\operatorname{tg}^{-1} \frac{Z_c}{B/2} - \operatorname{tg}^{-1} \frac{H_p}{B}) - B. \quad (3)$$

式中: $L_x$  为爆破切口闭合后,大楼重心移出大楼外侧的距离,  $m$ ;  $X$  为爆破切口闭合后大楼重心至倒塌

背向最后一排立柱的投影距离,  $m$ ;  $Z_c$  为大楼的重心高度,  $m$ ;  $B$  为倒塌方向大楼的宽度,  $m$ ;  $H_p$  为大楼的爆破切口高度,  $m$ 。

下面以靖江金都大厦的爆破为例, 介绍该楼沿其纵向倾倒时的爆破方案确定、预处理方法、爆破切口要素、立柱的爆破破坏高度、药孔参数、爆破参数、起爆网路等。

2 框剪结构楼房爆破案例的概况

2.1 周边环境

靖江金都大厦为框架(中间)与剪力墙(纵向两端)组成的 11 层混合结构大楼, 位于靖江市人民路与江平路交叉路口之东南侧。

该主楼(四周 2~5 层附属楼爆破前已用机械法予以拆除)东侧为靖江市金都置业发展有限公司购置的空地、距景馨花园住宅楼 94  $m$ ; 南侧距面粉厂宿舍楼 100  $m$ 、距日月大厦和变压器均为 16  $m$ ; 西侧距人民路 9  $m$ 、距裕伦大厦和商住楼 47.3  $m$ ; 北侧距变压器(已用槽钢等进行加固和防护处理) 16.3  $m$ 、距江平路 26.7  $m$ 、距物资大厦和百信电脑大楼 60.1  $m$ 。爆破环境较差(图 3)。

2.2 建筑结构

待拆除的靖江市金都娱乐总汇主楼最高为 11 层(东西两端, 中间为 10 层), 楼层标高依次为: 3.85、7.00、10.60、15.40、20.20、25.00、29.80、33.70、37.60、41.50、44.00  $m$ , 最高处为 46.8  $m$ ; 占地面积为 736  $m^2$  (东西长 46  $m$ 、南北宽 16  $m$ ), 总建筑面积约为 8000  $m^2$ 。

主楼西北侧及东北侧两处局部为剪力墙结构

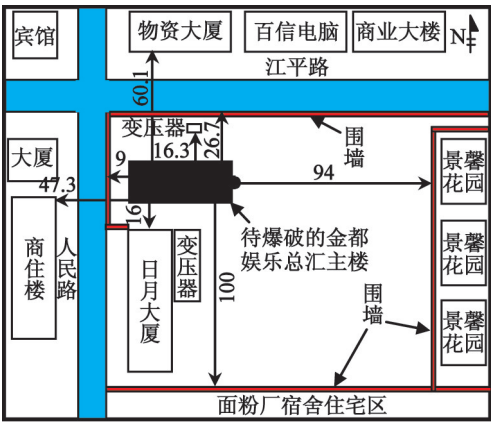


图 3 待爆建筑环境示意图(单位:  $m$ )

Fig. 3 Surroundings of the construction blasted (unit:  $m$ )

(北侧墙  $\delta = 400$ ,  $\Phi 12@150$  网格, 其余为  $\delta = 250$ ,  $\Phi 12@150$  网格), 其余均为钢筋混凝土框架结构; 楼板为现浇结构。东侧为外设电梯间, 西侧为人梯间。混凝土标号为 C30。

主楼内有 3 排共 19 根承重立柱, 其中 17 根立柱截面为 800 $mm \times 800mm$  (配筋为  $2 \times 5\Phi 25 + 2 \times 3\Phi 25$ ), 2 根立柱截面为 600 $mm \times 600mm$  (配筋为  $2 \times 4\Phi 20 + 2 \times 2\Phi 20$ )。

其立柱平面分布见图 4。

2.3 结构特点

该大楼主要特点是其结构为钢筋混凝土框剪混合结构, 楼层较高, 立柱截面较大, 强度较高, 倒塌场地仅有东侧可以选择, 即只能采用纵向倒塌方式, 而纵向(东西侧)两端为剪力墙结构。因此, 该楼的框剪结构布局给定向倒塌带来一定难度。

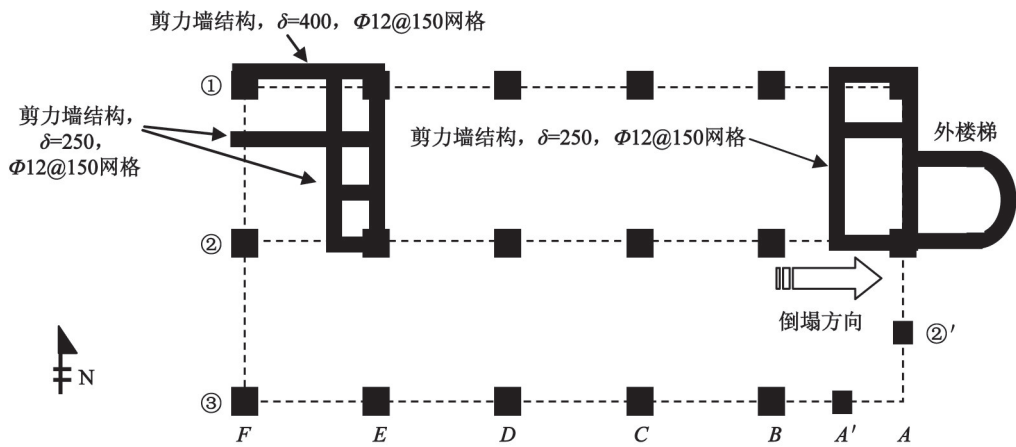


图 4 待爆建筑的平面图

Fig. 4 Structural plane of the construction blasted



### 3 案例楼房爆破的总体方案

#### 3.1 倒塌方案确定

为保证该楼爆破时能沿其纵向倾倒,一是尽量保证爆破切口角度接近  $25^\circ$ ,爆破至 5 层;二是对爆破切口范围内的全部剪力墙进行预处理和爆破,使其失去刚度和支撑力;三是对爆破范围内的立柱及预处理后剩余的剪力墙运用不同的起爆时间差确保形成足够的倾覆力矩;四是为防止西侧(倒塌背向)的剪力墙部分在爆破过程中被前面的结构阻挡和支撑,加大破坏高度( $E$ 、 $D$  两排立柱爆破至 4 层)。

#### 3.2 爆前预处理

对于框剪结构楼房,爆前预处理十分重要,根据该楼结构特点和倒塌要求,预处理部分和方法是:爆破切口范围内的所有墙体及外楼梯部分预先用机械或人工拆除,一层剪力墙和电梯间只保留墙角(留下布孔爆破);对于内楼梯,预先将楼体两侧的墙体拆除,每一踏步在上下两处用风镐将混凝土拆除宽度不小于 30 cm(只保留踏步内的钢筋以方便人员走动作业);二层以上的剪力墙和电梯间机械无法处理,采用爆破方法与立柱一起爆破。

#### 3.3 爆破切口要素确定

1) 切口形式:阶梯形爆破切口,自东(倒塌方向)至西(倒塌相反方向)爆破切口高度依次递减,爆破楼层为 1~5 层(图 5)。

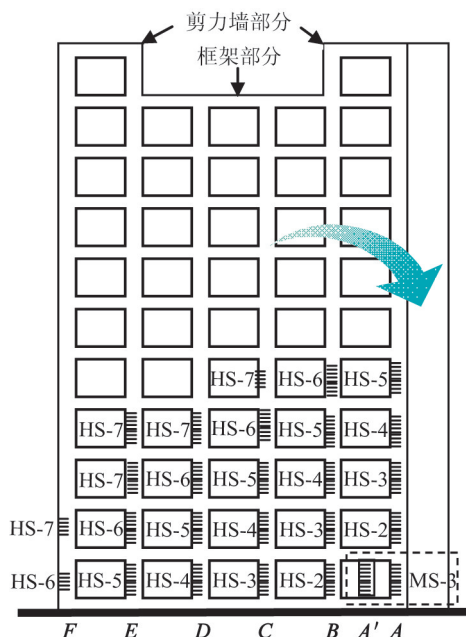


图 5 爆破切口形式及倒塌方向

Fig. 5 Blasting cut types and collapse ways

2) 切口高度:爆破切口高度自东(倒塌方向)至西(倒塌相反方向)依次递减,除最后一排布 5 个孔外,其余立柱爆破高度不小于 2.5 m(9~10 个孔)。

3) 切口倾角:爆破切口倾角  $\beta = 23.7^\circ$ 。

由于外楼梯为剪力墙结构,机械处理只能到 5 楼,故切口角偏小。

#### 3.4 承重柱破坏高度的确定

因爆破对象强度较大,爆破切口上部的质量较轻,因而需事先对承重立柱爆破后能否失稳作出科学估计,进而确定其破坏的高度。

承重柱按最大  $\Phi 25$  mm 主筋计算,19 根承重柱共有钢筋数  $n = 19 \times 16 = 304$  根,该楼房总质量  $P$  约为 4000 t。

实际作用在每根钢筋上的纵向压力荷载为:

$$p/n = (4000 \times 10^3 / 304) \times 9.8067 = 1.29 \times 10^5 \text{ N}.$$

钢筋截面积:

$$F = \pi D^2 / 4 = 3.14 \times 2.5^2 / 4 = 4.91 \text{ cm}^2.$$

式中: $D$  为钢筋直径。

钢筋截面惯性矩:

$$J = \pi D^4 / 64 = 3.14 \times 2.5^4 / 64 = 1.92 \text{ cm}^4.$$

每根钢筋允许的压力荷载:

$$[\sigma_p] \cdot F = 3.1 \times 10^3 \times 4.91 \times 9.8067 = 1.49 \times 10^5 \text{ N}.$$

$p/n < [\sigma_p] \cdot F$ , 此时,需用欧拉公式计算临界荷载  $P_m$ 。单根钢筋可视为一端自由,一端固定的细长压杆。欧拉公式的适用条件是柔度  $\lambda \geq 100$ ,柔度可用  $\lambda = 8h/d$  计算,其若取柔度  $\lambda = 100$ ,即取  $h = 12.5d$  作为最小破坏高度  $H_{\min}$ 。

$$P_m = \pi^2 EJ / (4h^2) = 3.14^2 \times 2.0 \times 10^6 \times 1.92 / [4(12.5 \times 2.5)^2] \times 9.8067 = 9.50 \times 10^4 \text{ N}.$$

式中: $E$  为钢筋的弹性模量。

$P_m > p/n$ , 此时,按下式计算的  $h$  作为承重柱的最小破坏高度  $H_{\min}$ :

$$\begin{aligned} h &= \pi/2 (EJn/P)^{1/2} \\ &= 3.14/2 [2.0 \times 10^6 \times 1.92 \times 304 / (4000 \times 10^3)]^{1/2} \\ &= 9.1 \text{ cm}. \end{aligned}$$

为使楼房顺利倒塌,按下式计算倒塌方向的第一排承重柱的实际破坏高度:

$$H = K(h + B). \quad (4)$$

式中: $H$  为破坏高度, m;  $B$  为承重柱边长, cm;  $K$  为系数,  $K = 1.5 \sim 2.0$ 。

$H = 1.5 \sim 2.0(9.1 + 50) = 88.65 \sim 118.2 \text{ cm}$ , 本次爆破取  $H = 250 \text{ cm}$ , 全部满足失稳要求。

### 4 案例楼房的爆破参数确定

#### 4.1 装药量计算

单孔装药量按照体积公式计算:

$$Q_1 = qV。 \tag{5}$$

式中: $Q_1$  为单孔装药量,kg; $q$  为单位体积耗药量,kg/m<sup>3</sup>,对于钢筋混凝土立柱,2~3 楼取 1.0 kg/m<sup>3</sup>,1 楼取 1.2~1.5 kg/m<sup>3</sup>,3 楼以上或倒塌北向最后一排立柱取 0.8 kg/m<sup>3</sup>; $V$  为炮孔担负的爆破体体积,m<sup>3</sup>。

本次爆破实际装药量见表 1。其中,楼房第一层编号为①②③A~F 的 80 cm×80 cm 立柱,上部 5 孔装 250 g,下部 5 孔装 300 g;A-②'A'-③的 60 cm×60 cm 立柱,上部 5 孔装 130 g,下部 5 孔装 150 g;25×30 cm 的剪力墙角,上部 5 排孔装 20 g,下部 5 排孔装 30 g;40 cm×50 cm 的剪力墙角,上部 5 排孔装 60 g,下部 5 排孔装 70 g。

4.2 药孔参数

- 1)最小抵抗线  $W$ :对于截面较小的立柱或墙壁,取  $W = \delta/2$  ( $\delta$  为墙壁或立柱最小厚度),对于截面较大的立柱, $W$  取 30 cm。
- 2)药孔间距  $a$ : $a = 1.9 \sim 1.2W$ 。
- 3)排距  $b$ : $b = 0.85a$ 。立柱上布置多排炮孔时,排距取 10~20 cm。
- 4)孔深  $L$ :对于立柱,垂直于短边穿孔  $L = B - \delta/2$  ( $\delta$  为立柱厚度; $h$  为药包长度; $B$  为立柱的最大边长)。

钻孔时应使炮孔深度  $L$  大于最小抵抗线  $W$ ,要确保炮孔装药后的净堵塞长度  $L_1$  大于或等于  $(1.1 \sim 1.2)W$ ,即  $L_1 \geq (1.1 \sim 1.2)W$ 。

5)炮孔直径:炮孔直径取  $d = 38$  mm。

具体参数见表 1。

4.3 炮孔布置

在距地面 0.4 m 以上钻水平炮孔。截面为 800 mm×800 mm 的立柱钻两排炮孔,即在中间竖筋两侧钻孔,交错配置;截面为 600 mm×600 mm 的立柱亦交错配置在中间竖筋两侧钻孔,但视为一排孔;剪力墙垂直墙面钻孔,三角形配置。

5 案例楼房爆破的起爆网路

针对工程环境,为避免杂散电流、射频电流和感应电流对爆破网路的影响,使用安全可靠的塑料导爆管起爆网路系统起爆。本次爆破采用毫秒与半秒相结合的延期起爆技术,即除第一响外,楼房各部位以半秒时间间隔先后延期起爆。

整个网路分为 7 响,由前(倒塌方向)向后、由下至上依次起爆(图 5)。第一响采用 MS-3 段毫秒雷管,2~7 响依次采用 HS-2、HS-3、HS-4、HS-5、HS-6、HS-7 段半秒雷管起爆。

立柱上部的炮孔每个炮孔设置 1 发雷管、下部 3~5 个炮孔设置 2 发雷管,全部采用孔内延期,炮

表 1 爆破参数  
Tab. 1 Blasting parameters

部位	立柱编号	截面/ cm	孔深 $L$ / cm	孔距 $a$ / cm	排距 $b$ / cm	炮孔数/ 个	炸药单耗/ (kg·m <sup>-3</sup> )	单孔药量/ g
1 层	①②③A~F	80×80	53	30	15	17×10	1.2~1.5	250~300
	A-②'A'-③	60×60	35	30	10	2×10	1.2~1.5	130~150
	剪力墙	25×30	20	25	25	10×10	1.2~1.5	25~30
	剪力墙	40×50	25	25	30	10×10	1.2~1.5	60~75
2 层	①②③A~E	80×80	50	30	15	14×8	1.0	210
	A-②'A'-③	60×60	35	30	10	2×8	1.0	110
	剪力墙	25×30	20	25	25	10×8	1.0	25
	剪力墙	40×50	25	25	30	10×8	1.0	60
3 层	①②③A~D	80×80	50	30	15	12×8	1.0	210
	A-②'A'-③	60×60	35	30	10	2×8	1.0	110
	剪力墙	25×30	20	25	25	10×8	1.0	25
4 层	①②③A~B	80×80	50	30	15	5×8	1.0	210
	A-②'A'-③	60×60	35	30	10	2×8	1.0	110
	剪力墙	25×30	20	25	25	10×8	1.0	25
5 层	①A②A	60×60	35	30	10	2×8	0.8	88
	A-②'A'-③	60×60	35	30	10	2×8	0.8	88
	剪力墙	25×30	20	25	25	10×10	0.8	20
合计						1142		158000

孔内每发雷管可同时接受 4 个方向传来的冲击波作用,以大大提高起爆网路的准爆性。

每根承重柱引出的塑料导爆管连接为 1 个集束把,每个集束把连接 2 发非电 MS-1 雷管;尔后使用塑料导爆管和四通将各集束把用 MS-1 雷管连接起来,形成非电复式闭合起爆网路。

## 6 案例楼房爆破的危害效应控制

### 6.1 爆破振动

爆破振动据下式确定:

$$V = 7.06 (Q^{1/3}/R)^{1.36} \quad (6)$$

式中:  $V$  为爆破引起的质点振动速度,  $\text{cm/s}$ ;  $Q$  为一次(段)起爆的最大装药量,  $\text{kg}$ ;  $R$  为爆点到被保护目标的距离,  $\text{m}$ 。

本次爆破的重点保护目标是南侧 16 m 处的日月大厦和北侧 16.3 m 处的变压器,两个目标的安全振动阈值均为  $V_c = 3 \text{ cm/s}$ 。实际最大一段装药量均小于 30 kg,按照 30 kg 计算。对于北侧  $R = 16.3 \text{ m}$  处的变压器,  $V = 7.06 (30^{1/3}/16.3)^{1.36} = 0.74 \text{ cm/s} < 3 \text{ cm/s}$ ;对于南侧  $R = 16 \text{ m}$  处的日月大厦,爆破产生的振动速度为  $V = 0.76 \text{ cm/s} < 3 \text{ cm/s}$ 。由此可见,爆破不会引起周围目标的损坏。

### 6.2 塌落振动

根据量纲分析法,集中质量冲击或塌落作用于地面造成的塌落振动速度可由下式<sup>[12]</sup>确定:

$$V_t = K_t [(M \cdot g \cdot H/\sigma)^{1/3}/R]^\beta \quad (7)$$

式中:  $V_t$  为塌落振动速度,  $\text{cm/s}$ ;  $K_t$  为衰减系数,  $K_t = 3.37$ ;  $\sigma$  为刚性地面介质的破坏强度,  $\text{MPa}$ ,一般取  $\sigma = 10 \text{ MPa}$ ;  $\beta$  为衰减指数,  $\beta = 1.66$ ;  $R$  为观测点至撞击中心的距离,  $\text{m}$ ;  $M$  为下落构件的质量,  $\text{t}$ ;  $H$  为构件重心高度,  $\text{m}$ 。

本次爆破的大楼总质量为 4000 t,但分为 6 次逐次落地,即每次落地的质量为  $M = 4000/6 = 667 \text{ t}$ ,按照 700 t 计算,  $H = 21.4 \text{ m}$ ,  $R$  按照撞击中心至日月大厦最近距离计算,为  $16 + 16/2 = 24 \text{ m}$ ,得  $V_t = 3.48 \text{ cm/s}$ 。显然,此震动速度远大于规定的抗震标准( $V = 3 \text{ cm/s}$ )。

此计算按照刚性地面考虑,实际本次爆破塌落地面为松散的沙质地面,构件落地时大部分能量将被吸收,故实际产生的振动值会远小于此计算值。为确保安全,爆破前预计构件塌落处再堆积高度不小于 1 m 的沙袋,可确保万无一失。

### 6.3 爆破飞石

爆破飞石距离按照下式确定:

$$R_{\min} = K_f \cdot q \cdot D \quad (8)$$

式中:  $R_{\min}$  为个别飞石最大距离,  $\text{m}$ ;  $K_f$  是与爆破方

式、填塞状况、地形地质有关的系数,  $K_f = 1.5$ ;  $q$  为炸药单耗,  $\text{kg/m}^3$ ;  $D$  为炮孔直径,  $\text{mm}$ 。本次爆破  $R_{\min} = K_f \cdot q \cdot D = 1.5 \times 1.5 \times 38 = 85.5 \text{ m}$ 。

以上计算结果是在无任何防护措施下所达到的飞石距离。爆破时,使用了 3 层草袋外加 3 层竹笆进行防护,其飞石距离未超过 30 m。

## 6.4 空气冲击波

空气冲击波安全距离按照下式确定:

$$R_B = K_B \cdot Q^{1/2} \quad (9)$$

式中:  $R_B$  为空气冲击波安全距离,  $\text{m}$ ;  $K_B$  为系数;  $Q$  为一次齐爆、毫秒延时爆破时的总装药量,半秒延时爆破时为最大单段装药量,  $\text{kg}$ 。本次爆破中:  $R_B = 2(30)^{1/2} = 10.95 \text{ m}$ 。爆破部位采取了多层防护,空气冲击波影响范围远小于此计算值。

## 7 案例楼房的爆破效果

经过精心设计、精心施工和现场严密的科学组织,爆破获得了成功(图 6),但对倒塌过程观察发现,由于起爆时差选择过大(半秒差且段数过多)及闭合角较小,当起爆后不到 2 s,倒塌方向的剪力墙部分(外楼梯间)就已落地,险些阻挡了后续起爆的剪力墙部分导致炸而不倒的事故。爆破后,定向准确,解体充分,倒塌方向塌散距离约为 20 m,两侧塌散不超过 7 m,后座不超过 4 m,未伤及路灯及名贵树木。爆后解体充分,利于爆渣的清运。飞石最远距离未超过 30 m,周围玻璃及其它建筑设施安然无恙,完全达到了预期的爆破效果。



图 6 爆破效果

Fig. 6 Blasting effect

## 参 考 文 献

- [1] 谭灵,王自力,谭雪刚,等. 控制爆破拆除十六铺客运大楼及申客饭店[J]. 爆破,2005,22(3):76-79.  
Tan Ling, Wang Zili, Tan Xuegang, et al. Demolition of Shiliupu passengers building and shenke hotel by controlled blasting[J]. Blasting, 2005, 22(3): 76-79.
- [2] 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 Nianhua, Zhang Zhiyi, Deng Zhiyong, et al. An example analysis for high frame building directional blasting demolition in complex circumstance [J]. Explosive Materials, 2006, 35(6): 30-32.
- [3] 张翠兵, 张承珍, 邓志勇, 等. 11 层钢筋混凝土框架楼房爆破拆除[J]. 工程爆破, 2003, 9(2): 30-31.
- Zhang Cuibing, Zhang Chengzhen, Deng Zhiyong, et al. Demolition of an 11-storeyed reinforced concrete frame building by blasting method [J]. Engineering Blasting, 2003, 9(2): 30-31.
- [4] 谭海, 蔡万明, 曹鑫, 等. 复杂条件下两栋七层楼房的爆破拆除[J]. 爆破, 2006, 23(1): 56-58.
- Tan Hai, Cai Wanming, Cao Xin, et al. Blasting demolition of two 7-storey buildings in complex demolition conditions [J]. Blasting, 2006, 23(1): 56-58.
- [5] 谢先启, 贾永胜, 罗启军, 等. 复杂环境下九层框架楼房的控爆拆除[J]. 爆破, 2007, 24(1): 46-50.
- Xie Xianqi, Jia Yongsheng, Luo Qijun, et al. Controlled blasting demolition of a 9-storey reinforced concrete building in complicated environment [J]. Blasting, 2007, 24(1): 46-50.
- [6] 崔正荣, 赵明生, 杜明照. 剪力墙结构原地坍塌爆破拆除数值模拟[J]. 爆破, 2009, 26(1): 62-64.
- Cui Zhengrong, Zhao Mingsheng, Du Mingzhao. Numerical simulation for blasting demolition of shear-wall blasting structure collapse in situation [J]. Blasting, 2009, 26(1): 62-64.
- [7] 杨国梁, 杨军, 姜琳琳. 框筒结构建筑物的折叠爆破拆除[J]. 爆炸与冲击, 2009, 29(4): 380-384.
- Yang Guoliang, Yang Jun, Jiang Linlin. Numerical simulations on folle blasting demolition of framtube structures [J]. Explosion and Shock Waves, 2009, 29(4): 380-384.
- [8] 郑德明, 余德运, 曹跃, 等. 合肥 17 层高楼原地坍塌拆除爆破[J]. 爆破, 2006, 23(1): 48-51.
- Zheng Deming, Yu Deyun, Cao Yue, et al. Demolition of a 17-storeyed building by in-site blasting [J]. Blasting, 2006, 23(1): 48-51.
- [9] 梁开水, 王斌, 曹跃. 武汉饭店大楼拆除爆破[J]. 爆破, 2002, 19(1): 43-45.
- Liang Kaishui, Wang Bin, Cao Yue. Demolition blasting of Wuhan hotel buildings [J]. Blasting, 2002, 19(1): 43-45.
- [10] 高文乐, 毕卫国. 框架结构会议厅的定向爆破拆除[J]. 爆破, 2006, 23(3): 53-55.
- Gao Wenle, Bi Weiguo. Directional blasting demolition of assembly hall in frame structure [J]. Blasting, 2006, 23(3): 53-55.
- [11] 毕卫国, 李廷春, 高文乐, 等. 多种结构建筑群一次性爆破拆除[J]. 爆破, 2003, 20(3): 45-47, 55.
- Bi Weiguo, Li Tingchun, Gao Wenle, et al. Demolition of complex structured buildings by single-shot-firing blasting [J]. Blasting, 2003, 20(3): 45-47, 55.
- [12] 周家汉. 爆破拆除塌落振动速度计算公式的讨论[J]. 工程爆破, 2009, 15(1): 1-4, 40.
- Zhou Jiahuan. Discussion on calculation formula of collapsing vibration velocity caused by blasting demolition [J]. Engineering Blasting, 2009, 15(1): 1-4, 40.

## Blasting Study on the Lengthwise Collapse of a Tall Building with a Frame Shear Wall Structure

QI Shifu, LIU Haoquan, LI Binli, LI Delin

PLA University of Science and Technology (Jiangsu Nanjing, 210007)

[ABSTRACT] The high-rise buildings which have so far been demolished by blasting in China are primarily frame shear wall structure. According to the relative position of the frame parts of the same building with shear wall portion, collapse direction options and delay time difference between succeeding initiations, empirical data of inclination angle (closing angle) for the blasting cuts, theoretical calculation methods, and criteria for reliable collapse were presented. The conclusion, that the building would collapse along its longitudinal much more difficult than the lateral collapse, was pointed out. Blasting scheme, pretreatment, essential elements of blasting cuts, blasted heights of columns, borehole parameters, blasting parameters and initiation circuit network of explosive demolition of Jindu Mansion in Jingjiang City with the longitudinal collapse were introduced. Jindu Mansion, a 11-storey building with frame-shear wall structure, must be collapsed longitudinal because of its surroundings constraints, a direction which is adverse to making the building collapse. Moreover, at each end of its longitudinal direction there was a frame-shear wall structure, which made the longitudinal collapse even more difficult. Anticipated demolition results are achieved by making a good design, optimizing blasting parameters, and taking strict technical safety measures.

[KEY WORDS] controlled blasting; buildings with a frame shear wall structure; initiation time; lengthwise collapse; inclination angle for blasting cuts; criteria for collapse; charge calculation