

文章编号: 1001-1455(2011)01-0055-07

爆破地震波三要素对多层砌体结构 弹塑性地震响应的影响*

魏海霞^{1,2}, 陈士海²

(1. 河南理工大学土木工程学院, 河南 焦作 454003;

2. 山东科技大学土木建筑学院, 山东 青岛 266510)

摘要: 利用 Matlab 编写了一套 Newmark 时程分析法与刚度退化二线性恢复力模型相结合求解多层砌体结构体系弹塑性地震响应的程序。以一个具体的 4 层砌体结构为分析对象, 输入荷载用实测及人工模拟爆破地震波作用的形式, 并按某原则变换输入爆破地震波的特性参数, 根据所求出的结构各弹塑性地震响应幅值结果, 分别讨论了爆破地震波幅值、主频和持续时间对多层砌体结构弹塑性地震响应幅值的具体影响, 为建立多参数爆破震动安全判据和爆区建筑物的爆破地震效应评估提供了理论和数值实验基础。

关键词: 固体力学; 弹塑性地震响应; Newmark 时程分析法; 爆破地震波三要素; 人工模拟爆破地震波; 恢复力模型

中图分类号: O342; TU311.3

国标学科代码: 130 · 1565

文献标志码: A

作为爆破地震效应研究领域中的重点和难点课题, 爆破地震波作用下建筑结构的地震响应问题, 一直得到广泛关注。其中, 分析爆破地震波主要特征参数(爆破地震波三要素: 幅值、主频和持续时间)对结构地震响应的影响, 不仅关系着爆区周围建筑物爆破地震效应的安全评价, 而且还直接涉及多参数爆破震动安全判据的制定, 因此有着非常重要的理论和实用价值。随着相关理论和现场实践研究的深入, 近年来, 一些研究成果^[1-3]摒弃了过去只简单分析强度幅值对结构地震响应影响作用的粗糙研究, 开始综合分析幅值和主频的综合影响作用, 但大多侧重基于现场实测的结构弹性变形阶段的地震响应数据上的定性分析, 理论及数值计算方面的分析较少, 综合分析爆破地震波三要素对结构弹塑性地震响应的更少。

本文中, 利用 Matlab 编写了一套 Newmark 时程分析法与刚度退化二线性恢复力模型相结合求解多层砌体结构体系弹塑性地震响应的程序。以一个具体的 4 层砌体结构为分析对象, 输入荷载用实测及人工模拟爆破地震波作用的形式, 并按某原则变换爆破地震波的特性参数, 基于所求出的结构各弹塑性地震响应幅值结果, 分别讨论爆破地震波幅值、主频和持续时间对结构弹塑性地震响应幅值的具体影响。另外, 对天然地震波和爆破地震波分别作用下结构弹塑性地震响应幅值结果进行比较。

1 时程分析法与恢复力模型的程序化

1.1 时程分析法选取

时程分析法^[4]又称直接动力分析法, 它是在时间域的离散, 根据输入的地震波和假定的结构恢复力模型, 借助于电子计算机对描述结构振动过程的运动微分方程直接进行数值积分, 采用步步积分法计算建筑结构在爆破震动持续时间内每个时刻的地震反应, 从而了解结构在爆破地震中弹性、塑性以及倒塌等各阶段的变形状态。该方法既可用于结构弹性状态下的精确分析, 又可用于结构进入弹塑性工作状

* 收稿日期: 2009-10-26; 修回日期: 2010-02-21

基金项目: 国家自然科学基金项目(50778107); 教育部高校博士学科点专项科研项目(20060424002);

山东省“泰山学者”建设工程专项项目; 土木工程防灾减灾山东省重点实验室项目

作者简介: 魏海霞(1982—), 女, 博士研究生。

态下的非线性地震反应分析。时程分析法是目前研究结构在地震作用下弹塑性反应以及特别重要结构抗震设计时采用的最主要的方法。

目前常用的时程分析方法有线性加速度法、集中冲量法、Newmark 法和 Wilson- θ 法等计算方法。Newmark 时程分析法在时间步长取值较小时精度较高,且当控制参数 $\delta \geq 0.5, \alpha \geq 0.25(0.5 + \delta)^2$ 时,算法是无条件稳定的^[5]。本文中,选择使用 Newmark 时程分析法,控制参数取 $\delta = 0.5, \alpha = 0.25$ 。

1.2 恢复力模型选取

建筑结构的实际恢复力模型十分复杂,难以直接用于结构抗震分析,需寻求能反映结构的实际恢复力特性,同时又便于数学描述以及工程应用的实用化恢复力模型。近年来,对砌体结构恢复力模型进行了大量的实验研究和理论分析^[6-7],已提出的恢复力模型大体分 2 类:曲线型模型和折线型模型。曲线型恢复力模型由连续曲线构成,刚度变化连续,较符合工程实际,但刚度计算方法较困难。折线型恢复力模型由若干直线段所构成,刚度变化不连续,存在拐点或突变点。但由于刚度计算较简单,在实际工程中得到广泛应用。刚度退化二线型模型与刚度退化三线型模型是较为推广的恢复力模型,且后者比前者更复杂和细致。

本文的研究基础是数值模拟实验,对给出的具体砌体结构模型没有通过实验室实验来确定准确的恢复力模型参数,人为设定的拐点越多只能增大计算误差,在此选择只进行只有 1 个拐点的刚度退化二线型模型,然后通过分析弹塑性阶段的地震响应幅值计算结果来判定结构是否发生破坏,研究的重点是分析爆破地震波特性参数对砌体结构的弹塑性地震响应的影响,这样处理后与刚度退化三线型模型得出的结论是一致的。

1.3 Newmark 时程分析法与刚度退化二线型恢复力模型的程序化

考虑结构屈服后硬化状况,选择刚度退化二线型模型中的平顶退化模型,恢复力特性曲线见图 1。

为使刚度退化二线型模型程序化,将恢复力特性曲线划分为 9 类,处理好其中的转换条件和逻辑关系,并进行拐点处理。在此基础上,利用 Matlab 语言编写了一套 Newmark 时程分析法与刚度退化二线型恢复力模型相结合求解多层砌体结构体系弹塑性地震响应的程序,在模型中定义屈服点 (x_y, P_y) 为所计算砌体结构模型的开裂点,开裂点以后砌体结构将进入弹塑性阶段。

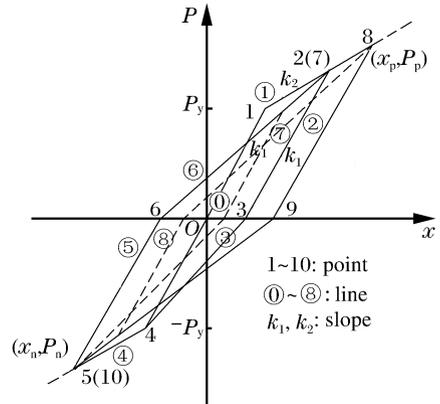


图 1 刚度退化二线型模型的恢复力特性曲线
Fig. 1 Characteristic curve of two-linear model of stiffness degradation

2 爆破地震波三要素对多层砌体结构

2.1 计算案例概况

某 4 层砌体结构住宅楼,屋面及楼面采用预制钢筋混凝土空心板。横墙承重体系,墙体采用烧结普通砖 MU10 和混合砂浆砌筑,混合砂浆的强度等级为:底层为 M7.5,2~4 层为 M5。底层层高为 3.6 m (从基础顶部算起),其余各层层高为 2.8 m,结构的阻尼比为 0.05。已知按集中质量法计算出的各楼层质量分别为 428.6、385.7、385.7 和 340.8 t,底层的总侧移刚度为 4.57 GN/m,2~4 层的总侧移刚度为 4.09 GN/m。计算时将该结构简化为层间剪切模型,恢复力模型采用刚度退化二线型模型,其中刚度折减系数取 0.1,底层层间开裂位移为 0.45 mm,2~4 层均为 0.35 mm (最大弹性层间位移角取 1/8 000)。根据分析需要,在该结构基础底部输入水平方向的实测和人工模拟爆破地震波速度信号,并按某原则变换爆破地震波的特性参数,使用编写的程序来计算砌体结构弹塑性地震响应幅值,并分析爆

破地震波三要素的影响。

2.2 爆破地震波幅值对多层砌体结构弹塑性地震响应的影响

分别输入 4 条爆破地震波 W11~W14: 爆破地震波 W11 为利用爆破震动测试仪 IDTS3850 在现场实测的爆破地震波速度信号, 幅值 38.5 mm/s, 主频 24.4 Hz, 持续时间 0.1 s; 保持爆破地震波 W11 的主频和持续时间不变, 将幅值分别增大到 2、4 和 6 倍, 即得到爆破地震波 W12、W13 和 W14。结构在爆破地震波 W11 作用下结构各层位移响应时程曲线见图 2, 各爆破地震波作用下的结构弹塑性地震响应幅值(加速度、速度、位移和层间位移)计算结果见表 1。

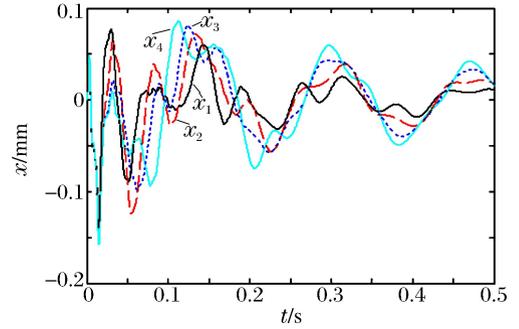


图 2 爆破地震波 W11 作用下结构各层位移响应时程曲线

Fig. 2 Structural displacement response on every story to blasting seismic wave W11

表 1 爆破地震波 W11~W14 作用下的结构弹塑性地震响应幅值计算结果

Table 1 Calculated results of amplitudes of structural elastic-plastic seismic response to blasting seismic wave W11~W14

爆破地震波	楼层	$a/(m/s^2)$	$v/(m/s)$	d/mm	d_i/mm	受力状态
W11	1	46.611 1	0.040 6	0.139 2	0.139 2	弹性
	2	46.094 9	0.039 6	0.157 9	0.018 7	
	3	46.081 0	0.039 5	0.157 4	-0.000 5	
	4	46.080 8	0.039 5	0.157 1	-0.000 3	
W12	1	93.222 2	0.081 2	0.278 4	0.278 4	弹性
	2	92.189 8	0.079 2	0.315 8	0.037 4	
	3	92.161 9	0.079 1	0.314 8	-0.001 0	
	4	92.161 6	0.079 1	0.314 3	-0.000 5	
W13	1	218.140 0	0.195 8	0.700 2	0.700 2	弹塑性
	2	215.724 2	0.191 8	0.787 3	0.087 1	
	3	215.658 9	0.191 4	0.784 9	-0.002 5	
	4	215.658 2	0.191 4	0.783 6	-0.001 3	
W14	1	48 314	112.683 0	1 183.8	1 183.8	塑性破坏
	2	97 953	228.144 8	2 575.0	1 391.1	
	3	106 510	245.901 3	2 963.8	388.8	
	4	54 443	125.660 4	1 583.7	-1 380.1	

由表 1, 爆破地震波 W11 和 W12 作用下结构处于弹性阶段, W11 至 W12, 幅值变为 2 倍, 所有结构地震响应(加速度、速度、位移和层间位移)幅值都变为 2 倍; 爆破地震波 W13 作用下结构底层的层间位移(0.700 2 mm)略大于开裂位移(0.45 mm), 砌体开裂, 结构进入弹塑性阶段, W12 至 W13, 幅值变为 2 倍, 结构地震响应幅值变化的倍数略高于 2 倍; W13 至 W14, 幅值变为 1.5 倍, 而地震响应幅值变化的幅度高达数百到数千倍, 此时爆破地震波 W14 作用下(利用本文中模型计算出的)结构地震响应幅值已经远远超出结构的极限状态, 可以认定在此之前结构已经破坏。

由上述分析结果可以得出如下结论:

(1) 在结构弹性阶段, 保持主频和持续时间不变的情况下, 结构的爆破地震响应幅值随输入的爆破地震波的幅值变化成等正比例变化。

(2) 结构由弹性进入弹塑性初期阶段, 随着输入爆破地震波幅值增加, 结构的地震响应幅值的增长率略大于地震波幅值的增长率, 这是因为结构在爆破地震波作用下已经形成一定累计损伤, 并导致结构刚度降低。

(3) 结构进入塑性阶段, 结构的地震响应增长率与输入爆破地震波幅值的增长率呈明显的非线性关

系,前者远大于后者,结构很快达到承载能力极限状态并破坏。

(4)在爆破地震波作用下结构底层层间位移响应远大于其他各层,结构的薄弱层在底层,所以结构发生倒塌破坏的可能性很大。

2.3 爆破地震波主频对多层砌体结构弹塑性地震响应的影响

因取幅值和持续时间相同、主频不同的一系列实测的爆破地震波信号比较困难,在分析爆破地震波主频对多层砌体结构地震响应的影响时,改取人工模拟爆破地震波来代替实测爆破地震波。

首先模拟爆破地震波加速度时程信号,爆破地震波加速度功率谱密度函数选用修正过滤波噪声模型^[8],加速度幅值包络函数选用双指数函数^[9-10]。在此基础上,通过用梯形法对加速度信号 $a_0(t)$ 做 1 次积分,便可得到期望条件的爆破地震波速度时程 $v_0(t)$ 的表达式

$$v_0(t_n) = \Delta t \sum_{k=0}^n \frac{a_0(t_k) + a_0(t_{k+1})}{2} \quad (1)$$

式中: Δt 是采样点的时间步长。

按照上述人工模拟地震波的算法,遵从模拟波主要特征参数符合爆破地震波速度信号特性的原则(如幅值突变快、主频高、持续时间短等),构造如下的爆破地震波速度信号:爆破地震波 W21(见图 3),幅值 33.2 mm/s、主频 5.9 Hz、持续时间 0.4 s(在此定义人工模拟爆破地震波的持续时间为幅值包络函数初始运动时刻衰减到其面积的 95% 时的时间);爆破地震波 W22~W25 幅值和持续时间同 W21,主频分别为 14.8、41.4、79.8 和 98.5 Hz。

爆破地震波 W21~W25 作用下结构 1~4 层的弹塑性地震响应幅值见表 2。

表 2 爆破地震波 W21~W25 作用下的结构弹塑性地震响应幅值计算结果

Table 2 Calculated results of amplitudes of structural elastic-plastic seismic response to blasting seismic wave W21~W25

爆破地震波	楼层	$a/(m/s^2)$	$v/(m/s)$	d/mm	d_i/mm	受力状态
W21	1	37 351	73.554 8	1 146.1	1 146.1	塑性破坏
	2	85 301	204.268 8	1 998.7	852.6	
	3	123 390	306.080 9	3 769.8	1 771.1	
	4	74 003	183.323 7	2 691.3	-1 078.6	
W22	1	6.290 1	0.018 2	0.248 0	0.248 0	弹性
	2	6.329 9	0.024 1	0.485 7	0.237 7	
	3	6.330 1	0.025 7	0.728 1	0.242 3	
	4	6.330 1	0.037 1	0.884 9	0.156 9	
W23	1	8.287 6	0.022 5	0.224 1	0.224 1	弹性
	2	8.307 5	0.025 2	0.363 2	0.139 1	
	3	8.307 4	0.025 5	0.550 1	0.186 9	
	4	8.307 4	0.029 1	0.654 5	0.104 4	
W24	1	9.588 8	0.027 3	0.191 5	0.191 5	弹性
	2	9.729 7	0.028 8	0.370 9	0.179 4	
	3	9.730 1	0.028 8	0.528 3	0.157 4	
	4	9.730 1	0.028 8	0.659 1	0.130 9	

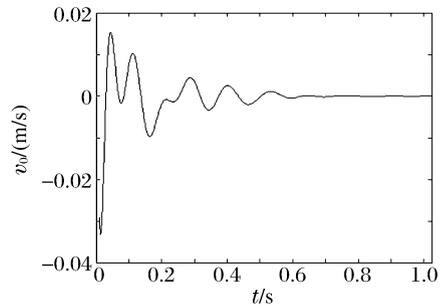


图 3 人工模拟爆破地震波 W21 的速度时程曲线

Fig. 3 Velocity history of artificial-simulated blasting seismic wave W21

W25	1	14.957 2	0.024 3	0.081 0	0.081 0	弹性
	2	15.185 0	0.024 9	0.086 1	0.005 0	
	3	15.187 3	0.024 9	0.086 2	0.000 1	
	4	15.187 3	0.024 9	0.086 2	0	

由表 2,随着爆破地震波主频的变化,结构弹塑性地震响应幅值显示出如下特点:

(1)爆破地震波 W21 作用下结构地震响应幅值很大,结构很明显已经发生塑性破坏。究其原因,爆破地震波 W21 的主频为 5.9 Hz,非常接近该砌体结构的第 1 自振频率(该砌体结构的第 1~4 自振频率分别为 6.0、16.7、25.1 和 30.7 Hz),结构发生共振响应,引起较大地震响应幅值,并促使结构迅速地破坏。

(2)随着爆破地震波的主频继续增大(距离结构第 1 自振频率越远),结构的位移响应幅值变小,各楼层的最大层间位移幅值变小;同一频率的爆破地震波作用下楼层越高,位移响应幅值越大。

(3)爆破地震波的主频变化会引起结构速度响应幅值发生变化,但无明显规律可循。

(4)随着爆破地震波的主频增大,结构的加速度响应幅值增大;同一主频的爆破地震波作用下各楼层之间的加速度响应幅值变化不大。

2.4 爆破地震波持续时间对多层砌体结构弹塑性地震响应的影响

构造 1 组幅值和主频相同、持续时间不同的人工模拟爆破地震波速度信号:爆破地震波 W31,幅值 35.6 mm/s、主频 24.6 Hz、持续时间 0.5 s;爆破地震波 W32~W35,幅值和主频同 W31,持续时间依次为 0.6、0.7、0.8 和 0.9 s。各爆破地震波作用下的结构弹塑性地震响应幅值计算结果见表 3。

表 3 爆破地震波 W31~W35 作用下的结构弹塑性地震响应幅值计算结果

Table 3 Calculated results of amplitudes of structural elastic-plastic seismic response to blasting seismic wave W31~W35

爆破地震波	楼层	$a/(m/s^2)$	$v/(m/s)$	d/mm	d_i/mm	受力状态
W31	1	6.914 8	0.043 8	0.416 7	0.416 7	弹性
	2	7.745 3	0.053 3	0.586 3	0.169 6	
	3	4.904 9	0.038 4	0.519 8	-0.066 5	
	4	5.247 4	0.043 0	0.476 1	-0.043 7	
W32	1	6.842 4	0.043 5	0.410 4	0.410 4	弹性
	2	7.671 1	0.052 8	0.574 2	0.163 8	
	3	4.843 6	0.038 2	0.508 9	-0.065 4	
	4	5.260 3	0.042 2	0.486 7	-0.022 2	
W33	1	6.778 2	0.043 2	0.414 1	0.414 1	弹性
	2	7.604 5	0.052 8	0.564 8	0.150 7	
	3	4.790 7	0.037 9	0.500 4	-0.064 4	
	4	5.261 4	0.041 5	0.494 2	-0.006 2	
W34	1	1 395.7	2.963 5	47.308 1	47.308 1	弹性
	2	1 931.8	4.898 4	65.696 4	18.388 3	
	3	1 243.3	3.499 2	54.954 0	-10.742 4	
	4	439.1	0.833 2	13.559 5	-41.394 5	
W35	1	5 472.9	13.211 8	190.136 0	190.136 0	塑性破坏
	2	8 105.8	25.713 7	347.196 8	157.060 7	
	3	6 405.4	19.344 3	273.262 1	-73.934 6	
	4	2 188.3	7.441 8	153.019 4	-120.242 7	

由表 3,爆破地震波 W31~W33 作用下结构处于弹性阶段,信号持续时间依次增加 0.1 s,而计算出的所有结构地震响应(加速度、速度、位移、层间位移)幅值基本无变化;爆破地震波 W33 至 W34 作用下,结构由弹性阶段转至塑性阶段,持续时间增加 0.1 s,而结构地震响应幅值增加数百倍;爆破地震波 W34 至 W35 作用下,结构一直处于塑性阶段,持续时间增加 0.1 s,由于地震波的往复持续作用造成结

构的累计损伤,结构地震响应幅值增加数倍。

由上述分析结果可以得出如下结论:

(1)在结构弹性阶段,爆破地震波持续时间对结构地震响应幅值基本无影响。

(2)结构由弹性阶段转为塑性阶段的情况下,输入爆破地震波持续时间的变化会引起结构地震响应幅值非常大的突变。

(3)在结构塑性阶段,爆破地震波持续时间会对结构地震响应幅值影响较大。

2.5 爆破地震波和天然地震波作用下多层砌体结构弹塑性地震响应变化

因实测天然地震波信号基本都是加速度时程曲线,为增强可比性,分别取 2 条实测爆破地震波 B1 和 B2(主频分别为 84.4 和 45.2 Hz,持续时间均为 0.2 s)和 2 条实测天然地震波(EL-centro 波:主频为 1.5 Hz,持续时间为 30 s;天津宁河波:主频为 0.7 Hz,持续时间为 19 s)的加速度时程信号,并在保持相同加速度幅值的情况下(每个信号乘以某系数)比较结构弹塑性地震响应幅值的变化。

通过计算结果(限于篇幅,未列出)可以观察到:在相当于 V 度地震烈度(0.31 m/s^2)的爆破地震波和天然地震波加速度信号作用下,结构处于弹性阶段,天然地震波引起的结构位移及速度响应幅值分别是爆破地震波引起的数百倍、数十倍;天然地震波引起的结构底层加速度响应幅值与爆破地震波引起的相差不大,但是前者随楼层升高增幅较大;在相当于 X 度地震烈度(10 m/s^2)的爆破地震波加速度信号作用下,结构处于弹性阶段且还存在较大的弹性变形积蓄;而在烈度为 X 度的天然地震波加速度信号作用下,按本文中给出的恢复力模型计算出的地震响应幅值极大,结构早已倒塌破坏。

在保持同样加速度幅值的情况下,天然地震波和爆破地震波引起的地震响应幅值悬殊很大,是因为天然地震波主频(1.5、0.7 Hz)远小于爆破地震波主频(84.5、45.2 Hz),从而更接近建筑结构主频(6.0 Hz);另外,天然地震波的持续时间(30、19 s)远大于爆破地震波的持续时间(0.2 s),正好与上述结论相吻合。

3 结 论

利用 Matlab 语言编写了一套 Newmark 时程分析法与刚度退化二线性恢复力模型相结合求解多层砌体结构体系弹塑性地震响应的程序。输入荷载除采用实测速度信号外,还基于修正过滤白噪声模型和双指数包络函数基础上,按照期望条件构造一系列人工模拟爆破地震波速度信号。以一个具体的 4 层砌体结构为分析对象,并按某原则变换输入爆破地震波的特性参数,根据所求出的结构各弹塑性地震响应幅值结果,就爆破地震波幅值、主频和持续时间等爆破地震波三要素对多层砌体结构弹塑性地震响应幅值的具体影响方面,得出了一些有益的结论。另外,对天然地震波和爆破地震波分别作用下结构弹塑性地震响应幅值结果进行了比较,并验证了一部分所得结论。为建立多参数爆破震动安全判据和爆区建筑物的爆破地震效应评估提供了理论和数值实验基础。

参考文献:

- [1] 李德林,方向,齐世福,等. 爆破震动效应对建筑物的影响[J]. 工程爆破,2004,10(2):66-69.
LI De-lin, FANG Xiang, QI Shi-fu, et al. Effect of blasting vibration on structures[J]. Engineering Blasting, 2004,10(2):66-69.
- [2] 娄建武,龙源,徐全军,等. 普通民房在爆破地震波作用下的振动破坏分析[J]. 解放军理工大学学报,2001,2(2):21-25.
LOU Jian-wu, LONG Yuan, XU Quan-jun, et al. Analysis of damage to low-rise houses under blasting seismic wave[J]. Journal of PLA University of Science and Technology, 2001,2(2):21-25.
- [3] 毕卫国,石崇. 爆破地震波引起结构响应的频率因素分析[J]. 爆破,2004,21(3):87-89.
BI Wei-guo, SHI Chong. Analysis on frequency factor in structure response induced by blasting seismic wave[J]. Blasting, 2004,21(3):87-89.
- [4] 贺国京,阎奇武,袁锦根. 工程结构弹塑性地震反应[M]. 北京:中国铁道出版社,2005:27-28.

- [5] 陈玲莉. 工程结构动力分析数值方法[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 2006: 134-138.
- [6] 谢小军. 混凝土小型空心砌块砌体力学性能及其配筋墙体抗震性能的研究[D]. 长沙: 湖南大学, 1998: 60-78.
- [7] 郑山锁. 底部框架砖房框剪层和砖混层的恢复力特性研究[J]. 西安建筑科技大学学报, 1999, 31(3): 296-299.
ZHENG Shan-suo. The hysteretic characteristic on frame shear wall stories and brick masonry stories of masonry building with frame structure at lower stories[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology, 1999, 31(3): 296-299.
- [8] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures[M]. New York: McGraw-Hill, Inc, 1993.
- [9] 曾德斌, 林大超, 白春华, 等. 爆炸地震加速度幅值的包络函数模型[J]. 工程爆破, 2001, 7(3): 1-4; 41.
ZENG De-bin, LIN Da-chao, BAI Chun-hua, et al. Envelope function model of ground acceleration amplitude of explosion seism[J]. Engineering Blasting, 2001, 7(3): 1-4; 41.
- [10] Shinozuka M, Sato Y. Simulation of nonstationary random process[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1967, 93(4): 11-40.

Effects of three main factors of blasting seismic waves on elastic-plastic seismic response of multistory masonry buildings*

WEI Hai-xia^{1,2}, CHEN Shi-hai²

(1. School of Civil Engineering, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454003, Henan, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of
Science and Technology, Qingdao 266510, Shandong, China)

Abstract: A set of programs for solving elastic-plastic seismic response of multistory masonry buildings was written by Matlab, which combined Newmark time-history method with two-linear model of stiffness degradation. A four-story masonry building was taken as the analyzed object, and the actual and artificial-simulated blasting seismic waves were used as the input loads, whose characteristic parameters were transformed based on a certain principle. According to calculated results of amplitude for all structural elastic-plastic seismic response, effects of amplitude, dominant frequency and duration of blasting seismic waves on elastic-plastic seismic response of multistory masonry buildings were discussed respectively. The present study will provide theoretical and numerical experiment foundation for establishing multi-parameter safety criterion of blasting vibration and assessing blasting seismic effects of buildings in blasting zone.

Key words: solid mechanics; elastic-plastic seismic response; Newmark time-history method; three main factors of blasting seismic waves; artificial-simulated blasting seismic waves; resilience model

* Received 26 October 2009; Revised 21 February 2010

Supported by the National Natural Science Foundation of China (50778107)

Corresponding author: WEI Hai-xia, whx19820828@163.com