

一个新的钢筋混凝土损伤塑性模型^{*}

徐鹏飞^{1,2}, 刘殿书¹, 张英才³

(1. 中国矿业大学(北京) 力学与土木工程学院, 北京 100083;

2. 河南工业大学土木建筑学院, 河南 郑州 450001;

3. 河南理工大学土木工程学院, 河南 焦作 454000)

摘要: 为了准确、高效地对拆除爆破工程进行数值模拟, 考虑钢筋混凝土受拉刚化效应以及配筋率对受拉刚化效应的影响和受压箍筋约束效应, 采用组合模量的方法给出了一个简化的钢筋混凝土本构关系, 在 LS-DYNA 有限元软件中的混凝土损伤塑性模型的基础上, 通过参数修改建立新的钢筋混凝土损伤塑性模型模拟来钢筋混凝土。在实验验证的基础上, 采用钢筋混凝土损伤塑性等效模型对一双切口钢筋混凝土烟囱延时爆破拆除效果进行数值模拟, 数值模拟结果表明该模型可以准确反映烟囱倒塌破坏及运动过程。

关键词: 钢筋混凝土模型; 损伤塑性模型; 烟囱; 爆破拆除

中图分类号: O381

国标学科代码: 13035

文献标志码: A

钢筋混凝土结构是土木工程中应用最普遍的结构形式之一, 随着社会的不断发展, 一些建构筑物失去价值后需利用控制爆破技术将其拆除, 在城市建构筑物 and 人口密集、倒塌空间受限、周边环境复杂等情况下, 常常采用数值模拟技术对爆破效果进行预测以优化爆破设计方案。目前, LS-DYNA 软件中没有一种现成的材料模型能模拟钢筋混凝土, 并同时考虑钢筋混凝土在受拉、受压以及率荷载下的力学性能, 随着钢筋混凝土结构高度、体积、配筋率越来越大, 采用分离式模型和组合式模型需耗费大量计算资源和时间, 且钢筋与混凝土相互作用比较复杂, 数值模拟结果往往难以达到预期爆破效果, 为钢筋混凝土结构建构筑物的安全精确爆破埋下一定隐患, 因此, 钢筋混凝土材料模型一直是研究的重点与难点。

沈新晋等^[2]以 ABAQUS 软件为平台, 采用应变协调假设和强度等效假设, 给出了一个描述钢筋混凝土材料与结构损伤塑性分析的本构模型, 认为钢筋屈服后, 立刻进入下降阶段, 不考虑钢筋与混凝土相互作用引起的受拉刚化效应及受压箍筋约束效应。骈超等^[2]借助 ABAQUS 软件中混凝土损伤本构模型, 利用刚度等效原则将钢筋混凝土视为连续均质材料, 对钢筋混凝土材料的本构关系进行分段线性简化, 对钢筋与混凝土相互作用引起的受拉刚化效应进行了修正, 但未考虑钢筋混凝土受压时的箍筋约束效应以及配筋率对受拉刚化效应的影响。宋伟等^[3]在已有连续损伤理论的基础上, 提出了综合考虑混凝土损伤、钢筋混凝土粘结滑移、以及受拉刚化效应等因素的钢筋混凝土拉伸本构模型。殴碧峰等^[4]考虑钢筋和混凝土的相互作用, 在 Baant 等提出的混凝土微平面模型的基础上通过引入钢筋的影响提出了一个钢筋混凝土动态本构模型。商霖等^[5]提出了理想情况下钢筋混凝土本构关系可由混凝土材料黏弹性本构关系与一个依赖于增强材料特性的常量 G 的乘积确定的思想, 得到了单向加筋、正交双向加筋和正交三向加筋混凝土的损伤型动态本构关系。孔丹丹等^[6]在 Zhao 和 Weng 建立的纤维增强等效材料的等效模量理论的基础上, 针对钢筋混凝土材料的力学特征, 提出了钢筋单方向、三方向分布情况下钢筋混凝土材料的平均等效模量的简化公式。

本文中, 在已有研究的基础上, 考虑钢筋混凝土受拉刚化效应、配筋率对受拉刚化效应的影响和钢筋混凝土受压箍筋约束效应, 采用组合模量方法对钢筋混凝土复合材料进行模量等效, 并对钢筋混凝土本构关系进行分段线性简化, 借助 LS-DYNA 软件中混凝土损伤塑性模型, 建立钢筋混凝土损伤塑性模型, 在实验验证的基础上, 应用此模型对一双切口钢筋混凝土烟囱同向延时爆破拆除效果进行数值模拟。

^{*} 收稿日期: 2017-01-11; 修回日期: 2017-03-24

基金项目: 国家自然科学基金(51474218)

第一作者: 徐鹏飞(1988—), 男, 讲师, 博士研究生, xpfbjkd@126.com。

1 钢筋混凝土本构模型

1.1 钢筋混凝土拉伸力学行为

图 1 给出了一个含有钢筋和混凝土的二维方形钢筋混凝土样本材料单元^[3]。图 1 中正方形边长为单位长度 1, 钢筋截面与混凝土截面的面积比为 μ (配筋率), $0 < \mu < 1$, 应力荷载如图所示。钢筋所受应力为 $\sigma_{t, \text{steel}}$, 混凝土所受应力为 $\sigma_{t, \text{concr}}$ 。图 1 中的右图为简化的钢筋混凝土材料单元模型。由于平衡关系, CD 的对边 AB 上所受的载荷相同 (为了简单起见, 没标出 AB 边上的载荷)。

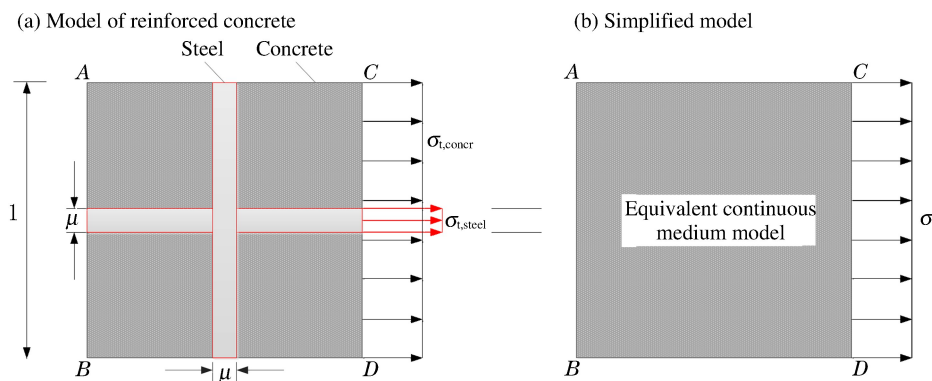


图 1 钢筋混凝土等效材料单元体示意图

Fig. 1 Schematic diagram of reinforced concrete equivalent material unit

模型采用应变协调假设, 即假设钢筋和混凝土间粘合完好, 二者的应变相等:

$$\epsilon_{\text{concr}} = \epsilon_{\text{steel}} = \epsilon \quad (1)$$

由静力关系可得钢筋混凝土等效材料的组合应力 σ_t 为:

$$\sigma_t = [\sigma_{t, \text{steel}} \mu + \sigma_{t, \text{concr}} (1 - \mu)] \quad (2)$$

钢筋混凝土等效均质材料单轴受拉应力在达到混凝土开裂应力前, 认为钢筋与混凝土均处于弹性工作状态, 当混凝土开始出现裂缝时, 近似认为混凝土达到峰值拉应力, 此时开裂应力为:

$$\sigma_{t1} = [E_{\text{steel}} \mu + E_{\text{concr}} (1 - \mu)] \frac{\sigma_{t, \text{concr}}}{E_{\text{concr}}} = E_e \epsilon \quad (3)$$

式中: E_e 为钢筋混凝土等效材料单元组合模量, $E_e = [E_{\text{steel}} \mu + E_{\text{concr}} (1 - \mu)]$; E_{steel} 为钢筋弹性模量, E_{concr} 为混凝土弹性模量。

在等效材料单元应力大于开裂应力但未达到钢筋屈服强度时, 钢筋仍处于弹性阶段, 假定钢筋与混凝土之间无相对滑移, 通过调整钢筋刚度来模拟受拉刚化效应, 荷载全部由钢筋来承担。考虑钢筋受拉刚化效应, 混凝土峰值应力为:

$$\sigma_{t2} = \epsilon_{t, \text{lim}} \psi \mu E_{\text{steel}} \quad (4)$$

式中: $\epsilon_{t, \text{lim}}$ 为混凝土极限拉应变, 由钢筋混凝土等效材料配筋率决定, 配筋率小于 1% 时, 可取 1×10^{-3} , 配筋率大于 1% 时, 可取 $\sigma_{t, \text{steel}} / E_{\text{steel}}$ ^[3, 7], 本文中为考虑受拉刚化效应的不均匀系数, 取值为 5^[8]。

随着应变增加, 钢筋应力逐渐增大, 直到钢筋达到屈服应力。此时钢筋混凝土等效材料单元应力为:

$$\sigma_{t3} = \mu \sigma_{t, \text{steel}} \quad (5)$$

对应的应变 ϵ_{t3} 为:

$$\epsilon_{t3} = \frac{\sigma_{t, \text{steel}}}{E_{\text{steel}}} \quad (6)$$

假设钢筋达到屈服强度后, 混凝土已经全部拉裂, 钢筋进入颈缩阶段, 单元发生较大变形, 钢筋混凝土等效材料受拉应力进入下降阶段。钢筋混凝土等效均质材料单轴受拉应力应变曲线见图 2(a)。

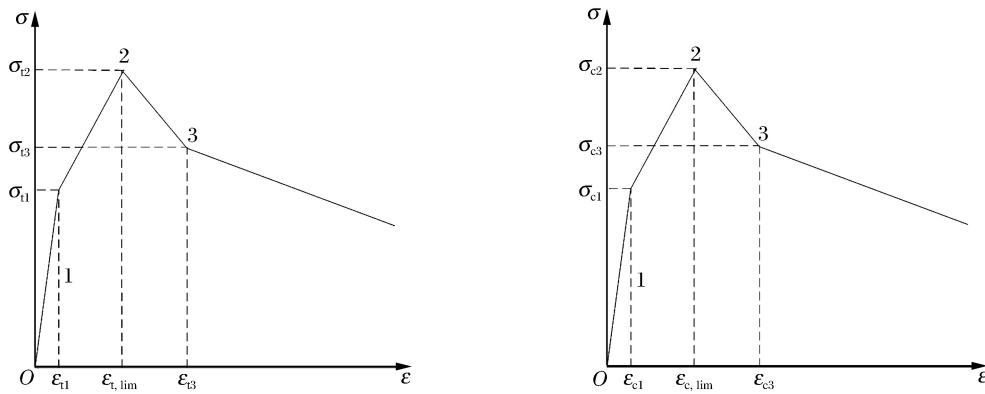


图2 等效材料应力-应变关系曲线示意图

Fig. 2 Illustration of stress-strain relationship of the equivalent material

1.2 钢筋混凝土压缩力学行为

假定混凝土的弹性极限应力为 0.3 倍混凝土抗压强度,钢筋混凝土等效材料应力达到初始屈服应力 σ_{c1} :

$$\sigma_{c1} = [E_{\text{steel}}\mu + E_{\text{concr}}(1 - \mu)](0.3F_{c, \text{concr}})/E_{\text{concr}} \quad (7)$$

式中: $F_{c, \text{concr}}$ 为素混凝土的抗压强度。

对应的应变 ϵ_{c1} 为:

$$\epsilon_{c1} = \sigma_{c1}/E = 0.3F_{c, \text{concr}}/E_{\text{concr}} \quad (8)$$

当等效材料单元应力超过初始屈服应力后,混凝土开始出现塑性,而钢筋依然处于弹性阶段。当混凝土达到约束混凝土峰值应力,认为纵向钢筋达到屈服应变,钢筋应力维持在受压屈服强度,此时钢筋混凝土等效材料达到最大屈服应力 σ_{c2} :

$$\sigma_{c2} = \mu\sigma_{t, \text{steel}} + (1 - \mu)\sigma_{c, \text{const}}^* \quad (9)$$

式中: $\sigma_{c, \text{const}}^*$ 为约束混凝土峰值应力。

约束混凝土峰值应力和峰值应变为^[9]:

$$\begin{cases} \sigma_{c, \text{const}}^* = F_{c, \text{concr}}(1 + 2.33\lambda) \\ \epsilon_{c2} = \epsilon_{\text{concr}}(1 + 9.6\lambda) \end{cases} \quad (10)$$

式中: λ 为箍筋综合约束指标, $\lambda = \mu\sigma_{t, \text{steel}}/F_{c, \text{concr}}$ 。

当钢筋混凝土等效材料轴压应变超过 ϵ_{c3} 时,由于箍筋的约束作用使得混凝土峰后应力应变曲线延性增加。根据《混凝土结构设计规范 2010》可知,当混凝土强度等级在 C30~C60 时,混凝土的极限压应变 ϵ_{c3} 与峰值压应变 ϵ_{c2} 之比可近似认为是 2,极限压应变对应的混凝土强度取 0.15 倍的峰值压应力,在此过程中认为钢筋一直保持屈服应力不变。钢筋混凝土等效材料在极限压应变时的应力 σ_{c3} 为:

$$\sigma_{c3} = \mu\sigma_{t, \text{steel}} + 0.85\sigma_{c, \text{const}}^*(1 - \mu) \quad (11)$$

当钢筋混凝土等效材料应力小于极限压应力时,近似认为钢筋混凝土等效材料受压应力进入下降阶段。钢筋混凝土等效材料单轴受压应力应变曲线见图 2(b)。

2 钢筋混凝土损伤塑性模型

2.1 混凝土损伤塑性模型

混凝土损伤塑性模型是基于以下应力应变关系^[10]:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - \omega_t)\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_t + (1 - \omega_c)\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_c \quad (12)$$

式中: $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_t$ 和 $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_c$ 分别为有效应力张量 $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ 的正、负部分; ω_t 和 ω_c 为两个标量损伤变量,取值范围 0~1, 0 代表无损伤, 1 代表完全损伤破坏。

有效应力 $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ 可定义为:

$$\bar{\sigma} = \mathbf{D}_e : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_p) \quad (13)$$

式中: $\mathbf{D}_e$ 为基于弹性模量 E 和泊松比 ν 的弹性刚度张量; $\boldsymbol{\varepsilon}$ 为应变张量; $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ 为塑性应变张量。

式(13)中有效应力 $\bar{\sigma}$ 的正、负部分可通过有效主应力 $\bar{\sigma}_p$ 进行确定:

$$\bar{\sigma}_{pt} = \langle \bar{\sigma}_p \rangle_+, \quad \bar{\sigma}_{pc} = \langle \bar{\sigma}_p \rangle_- \quad (14)$$

式中: $\langle \cdot \rangle_+$ 和 $\langle \cdot \rangle_-$ 分别为正和负部分算子, $\langle x \rangle_+ = \max(0, x)$, $\langle x \rangle_- = \min(0, x)$, 例如, 对于一个结合拉伸和压缩应力状态与有效主应力分量 $\bar{\sigma}_p = (-\bar{\sigma}, 0.2\bar{\sigma}, 0.1\bar{\sigma})^T$, 正、负主应力分别为 $\bar{\sigma}_{pt} = (0, 0.2\bar{\sigma}, 0.1\bar{\sigma})^T$ 和 $\bar{\sigma}_{pc} = (-\bar{\sigma}, 0, 0)^T$ 。

塑性模型是基于有效应力, 与损伤无关。塑性模型^[11]可以通过屈服函数, 流动法则, 硬化变量的演化法则以及加卸载条件进行描述。

屈服函数的形式可以表示为:

$$f_p(\bar{\sigma}, \kappa_p) = F(\bar{\sigma}, q_{h1}, q_{h2}) \quad (15)$$

式中: $q_{h1}(\kappa_p)$ 和 $q_{h2}(\kappa_p)$ 为控制屈服面大小和形状演化的无量纲函数, κ_p 为硬化变量。

流动法则可以表述为:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p = \dot{\lambda} \frac{\partial g_p}{\partial \bar{\sigma}}(\bar{\sigma}, \kappa_p) \quad (16)$$

式中: $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p$ 为塑性应变率; $\dot{\lambda}$ 为塑性乘数率; g_p 为塑性势。

硬化变量 κ_p 的速率与塑性应变率的演化规律有关, 加卸载条件为:

$$f_p \leq 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0, \quad \dot{\lambda} f_p = 0 \quad (17)$$

损伤模型^[12]可以通过损伤加载函数, 加卸载条件以及拉伸和压缩损伤变量的演化规律进行描述。

对于拉伸损伤方程可以表示为:

$$\begin{cases} f_{dt} = \bar{\varepsilon}_t(\bar{\sigma}) - \kappa_{dt} \\ f_{dt} \leq 0, \quad \dot{\kappa}_{dt} \geq 0, \quad \dot{\kappa}_{dt} f_{dt} = 0 \\ \omega_t = g_{dt}(\kappa_{dt}, \kappa_{dt1}, \kappa_{dt2}) \end{cases} \quad (18)$$

对于压缩损伤方程可以表示为:

$$\begin{cases} f_{dc} = \alpha_c \bar{\varepsilon}_c(\bar{\sigma}) - \kappa_{dc} \\ f_{dc} \leq 0, \quad \dot{\kappa}_{dc} \geq 0, \quad \dot{\kappa}_{dc} f_{dc} = 0 \\ \omega_c = g_{dc}(\kappa_{dc}, \kappa_{dc1}, \kappa_{dc2}) \end{cases} \quad (19)$$

式中: f_{dt} 和 f_{dc} 为加载函数; $\bar{\varepsilon}_t(\bar{\sigma})$ 和 $\bar{\varepsilon}_c(\bar{\sigma})$ 为等效应变; $\kappa_{dt}, \kappa_{dt1}, \kappa_{dt2}, \kappa_{dc}, \kappa_{dc1}, \kappa_{dc2}$ 为损伤历史变量; α_c 为区分拉伸加载和压缩加载条件的一个变量。

混凝土损伤塑性模型中, 应变率效应通过引入因子 α_r ($\alpha_r > 1$), 值越大, 损伤延迟的发生和强度提高越大。对于混凝土应变率效应, 采用动力增大系数曲线体现动荷载作用下材料屈服强度的提高。混凝土抗压强度的动态增大系数采用欧洲规范 CEB 建议的公式^[13]计算, 混凝土抗拉强度增大系数采用修正的 CEB 公式^[14]计算。因此, α_r 可以定义为:

$$\alpha_r = (1 - \alpha_c) \alpha_{rt} + \alpha_c \alpha_{rc} \quad (20)$$

式中: α_{rt} 和 α_{rc} 为拉伸应变率效应因子和压缩应变率效应因子; α_c 为一标量 ($0 < \alpha_c < 1$), $\alpha_c = 1$ 表示仅压缩, $\alpha_c = 0$ 表示仅拉伸。

2.2 模型参数修改

LS-DYNA 中混凝土损伤塑性模型参数及部分模型参数默认值^[10]见表 1。表 1 中: MID 代表材料编号, Type 代表损伤类型, ρ 为密度, E 为弹性模量, ν 为泊松比, E_{cc} 为偏心距, Q_{H0} 为初始硬化参数, F_t 为单轴抗拉强度, F_c 为单轴抗压强度, H_p 为硬化参数, A_h, B_h, C_h, D_h 为硬化延性参数, A_s, B_s 为软化延性参数, D_f 为流动法则参数, f_{co} 为应变率相关参数, W_f 为线性损伤公式下拉伸阈值位移, W_{f1}, F_{t1} 为双线性损伤公式下第二部分对应的拉伸位移阈值和拉伸强度阈值, S_f 为应变率标识, F_f 为失效方式标识。混凝土损伤塑性模型参数分别控制着应力应变曲线的弹性、硬化和软化三个阶段。

表 1 LS-DYNA 混凝土损伤塑性模型默认参数
Table 1 Default parameters of concrete damage plasticity model

MID	ρ	E	ν	E_{cc}	Q_{H0}	F_t	F_c
273	None	None	0.2	AUTO	0.3	None	None
H_p	A_h	B_h	C_h	D_h	A_s	D_f	f_{co}
0.5	0.008	0.003	2.0	10^{-6}	15.0	0.85	Auto
Type	B_s	W_f	W_{fl}	F_{tl}	S_f	F_f	
2	1	None	$0.15W_f$	$0.3F_t$	0	0	

本文中,依据钢筋混凝土在单轴受拉、受压作用下的等效本构关系,基于 LY-DYNA 混凝土损伤塑性模型,对弹性模量 E 、抗拉强度 F_t 、抗拉强度阈值 F_{tl} 、断裂位移 W_f 、硬化参数 B_h 、抗压强度 F_c 、损伤延性参数 A_s 等 8 个参数进行修改,得到钢筋混凝土损伤塑性模型。具体的^[11-12]：

$E=E_c;F_c=\sigma_{c2};F_t=\sigma_{t2};F_{t3}=\sigma_{t3};W_f=\epsilon_{t3}hx/0.15,h$ 为单元网格尺寸, x 为钢筋混凝土与混凝土的等效抗拉强度之比; $B_h=0.00782\ln[(\epsilon_{c2}+1.242)/2.107];E_{soft}=38.12A_s^{-1.11},E_{soft}$ 为受压软化模量,由钢筋混凝土等效材料受压应力应变曲线中对应的特征点 2 和 3 应力应变数据计算得出。

3 钢筋混凝土损伤塑性模型验证

3.1 钢筋混凝土轴压短柱实验

钢筋混凝土短柱尺寸为 150 mm×150 mm×450 mm,混凝土抗压强度 $f_c=63.1$ MPa,配筋率为 0.84%,纵筋屈服强度为 548.1 MPa,箍筋采用 HPB235,配箍率为 0.82%,配箍特征值为 0.03,具体见文献[15]。

根据以上实验参数,在数值模型中设置:钢筋混凝土等效材料的组合模量为 38.52 GPa; $\epsilon_{c2}=2.6\times10^{-3};F_c=\sigma_{c2}=68.7$ MPa; $\epsilon_{c3}=2\epsilon_{c2}=5.2\times10^{-3};\sigma_{c3}=58.6$ MPa; $F_t=\sigma_{t2}=8.4$ MPa; $F_{t1}=\sigma_{t3}=4.49$ MPa; $B_h=4.7\times10^{-3};A_s=7.7;W_f=25\epsilon_{t3}\sigma_{t2}/(0.15\sigma_{t,concr})=0.79$ mm。

图 3 给出了钢筋混凝土轴压短柱采用钢筋混凝土损伤塑性模型和默认参数混凝土损伤塑性模型的数值模拟与实验结果,可以看出,钢筋混凝土损伤塑性模型数值模拟结果与实验结果较为吻合。

3.2 简支梁压弯实验

钢筋混凝土简支梁梁长 1 400 mm,支座间距为 1 200 mm,梁截面为矩形,宽 150 mm,高 200 mm。混凝土标号为 C25,保护层厚度为 25 mm。钢筋混凝土梁受拉和受压均配置 2 跟 $\varnothing 10$ 钢筋(HRB335),箍筋选用 $\varnothing 6@150$ (HPB235),梁受拉与受压配筋率和体积配箍率分别为 0.522 5%和 0.628%。实验采用两点加载,加载速率为 10 mm/s,单调加载,简支梁内混凝土的应变率将达

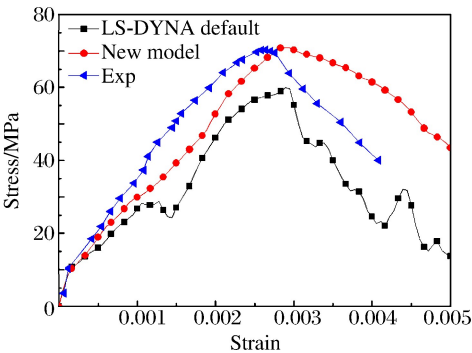


图 3 钢筋混凝土等效轴压柱应力应变曲线
Fig. 3 Stress-strain curve of reinforced concrete equivalent axial compression column

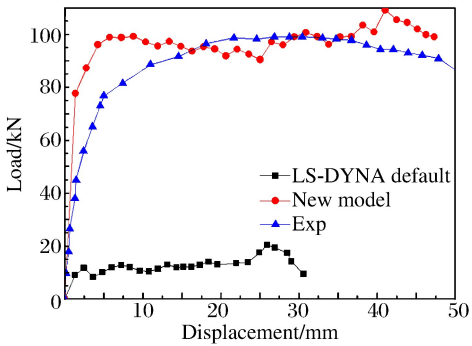


图 4 钢筋混凝土等效简支梁荷载位移曲线
Fig. 4 Load displacement curve of reinforced concrete simple supported beam

到 0.01 s^{-1} 以上,具体见文献[16]。

根据以上实验参数,在数值模型中设置:钢筋混凝土等效材料的组合模量为 38.52 GPa , $\epsilon_{c2} = 2.4 \times 10^{-3}$; $F_c = \sigma_{c2} = 31.6 \text{ MPa}$; $\epsilon_{c3} = 4.8 \times 10^{-3}$; $\sigma_{c3} = 27.4 \text{ MPa}$; $F_t = \sigma_{t2} = 5.225 \text{ MPa}$; $B_h = 4.6 \times 10^{-3}$; $A_s = 15.8$; $F_{t1} = \sigma_{t3} = 1.75 \text{ MPa}$; $W_f = 25\epsilon_{t3}\sigma_{t2}/(0.15\sigma_{t1,\text{concr}}) = 0.58 \text{ mm}$ 。

图 4 给出了钢筋混凝土简支梁采用钢筋混凝土损伤塑性模型和默认参数混凝土损伤塑性模型的数值模拟计算结果与实验结果,可以看出,钢筋混凝土损伤塑性模型数值模拟结果与实验结果基本一致。

4 应 用

某钢筋混凝土烟囱高 210 m ,烟囱底部筒体外半径为 9.45 m ,壁厚 600 mm ,烟囱顶部外半径为 3.35 m ,壁厚 250 mm ,混凝土标号 C30,竖向筋截面配筋率在 $0.42\% \sim 0.66\%$ 之间,环向筋配筋率平均为 0.45% 。烟囱上部爆破切口布置在 90 m 处,切口角度 210° ,切口高度为 2.5 m ,正梯形切口,定向窗角度为 30° ,底部爆破切口角度为 216° ,切口高度为 3.5 m ,正梯形切口,定向窗角度为 30° ,爆破方案设计切口先于下切口 3 s 起爆。

钢筋混凝土烟囱有限元模型由 3 部分组成:筒体、钢筋和爆破切口,建模过程中混凝土采用 Solid164 单元,钢筋采用 Beam161 单元,由于烟囱竖向筋和环向筋配筋率不同,只能对环向配筋进行简化等效,竖向筋则按剩余配筋率正常建立,竖向筋与筒体之间采用分离式共节点的处理方式,钢筋与混凝土共计 $472\,440$ 个单元,钢筋混凝土烟囱有限元模型见图 5。钢筋材料采用弹塑性硬化模型,密度为 $7\,850 \text{ kg/m}^3$,屈服强度为 335 MPa ,弹性模量为 200 GPa ,泊松比为 0.3 。筒体采用钢筋混凝土损伤塑性模型,钢筋混凝土损伤塑性模型参数见表 2。地面采用刚体模型,密度为 $2\,000 \text{ kg/m}^3$,弹性模量为 30 GPa ,泊松比为 0.2 。烟囱重力采用关键字 *LOAD_BODY_Y(Y 方向)来实现。钢筋与刚体地面接触采用关键字 *CONTACT_NODES_TO_SURFACE 接触定义,防止钢筋触地穿透地面,筒体与刚体地面采用关键字 *CONTACT_ERODING_SINGLE_SURFACE 接触定义。爆破切口的形成采用关键字 *MAT_ADD_EROSION 中的时间控制参数定义,爆破切口范围内单元一次性控制删除,不考虑炸药爆炸以及毫秒延时对切口形成的影响。钢筋和混凝土材料失效均由应变控制,钢筋材料失效应变设为 0.05 ,混凝土材料失效应变设为 0.004 。

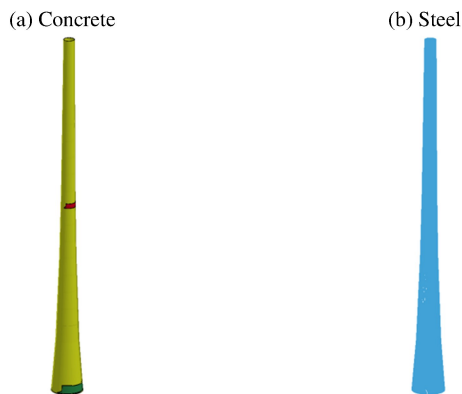


图 5 钢筋混凝土烟囱有限元模型

Fig. 5 Finite element of reinforced concrete chimney

表 2 新钢筋混凝土损伤塑性模型参数

Table 2 Parameters of new concrete damage plasticity model

$\rho/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	E/GPa	ν	Q_{H0}	F_t/MPa	F_c/MPa	H_p	A_h	B_h	C_h
2 450	29.5	0.2	0.3	5.0	31	0.5	0.008	0.003	2.0
D_h	A_s	D_f	Type	B_s	W_f/mm	W_{f1}/mm	F_{t1}/MPa	S_f	F_f
10^{-6}	13.0	0.85	2	1	5	0.75	1.5	1	0

采用钢筋混凝土损伤塑性模型,图 6 给出高耸双切口钢筋混凝土烟囱同向延时爆破拆除数值模拟倒塌过程与实际高速摄影观测结果,可以看出,实际高速摄影观测结果不论在倒塌运动状态还是在倒塌时间上均与数值模拟结果相符,说明采用钢筋混凝土损伤塑性模型模拟钢筋混凝土烟囱爆破拆除不仅简化了建模工作量,提高了计算效率,且计算结果与实际较为吻合,同时也证实了钢筋混凝土损伤塑性模型参数计算选取的正确性及合理性。

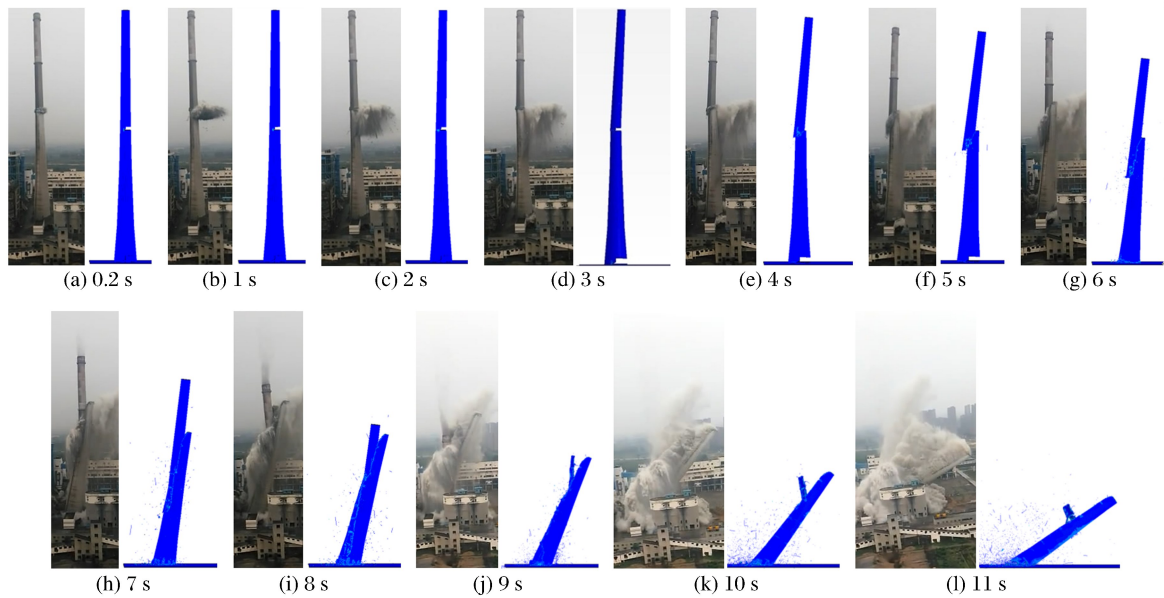


图6 烟囱爆破拆除实际倒塌与数值模拟过程对比

Fig. 6 Comparison between numerical simulation and actual collapse process of chimney blasting demolition

5 结 论

(1)借助 LS-DYNA 有限元软件中混凝土损伤塑性模型,采用组合模量的方法给出了一个钢筋混凝土损伤塑性模型,该模型综合了混凝土受拉和受压损伤、应变率效应,考虑了钢筋混凝土受拉刚化效应、受压箍筋约束效应以及配筋率对受拉刚化效应的影响,在保证钢筋混凝土受力性能的前提下,极大简化了建模工作量。(2)钢筋混凝土结构数值模拟采用钢筋混凝土材料模型受力更合理,在不影响计算精度的前提下,提高了计算效率。(3)拆除爆破工程具有唯一性和一定的高危性,数值模拟作为一种重要的分析手段发挥的作用愈加明显,本文采用钢筋混凝土材料模型模拟结果与实际高速摄影观测结果较为吻合,给出的钢筋混凝土损伤塑性模型可为钢筋混凝土结构爆破拆除工程数值模拟提供参考和借鉴。

参考文献:

- [1] 沈新晋,王琛元,周琳. 一个钢筋混凝土损伤塑性本构模型及工程应用[J]. 工程力学, 2007, 24(9): 122-128.
SHEN Xinjin, WANG Chenyuan, ZHOU Lin. A damage plastic constitutive model for reinforced concrete and its engineering application[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(9): 122-128.
- [2] 骈超,刘柱,陶云芳,等. 修正的钢筋混凝土等效材料塑性损伤本构模型及其在抗震分析中的应用[J]. 建筑结构, 2015, 45(8): 19-24.
PIAN Chao, LIU Zhu, TAO Yunfang, et al. Revised plasticity damage constitutive model of reinforced concrete equivalent material and its application in seismic analysis[J]. Building Structure, 2015, 45(8): 19-24.
- [3] 宋伟,袁勇. 单调轴向荷载下钢筋混凝土拉伸损伤本构研究[J]. 工程力学, 2005, 22(6): 142-147.
SONG Wei, YUAN Yong. Damage constitutive law of reinforced concrete specimens under monotonic uniaxial tensile load [J]. Engineering Mechanics, 2015, 45(8): 142-147.
- [4] 欧碧峰,王君杰. 钢筋混凝土微平面动态本构模型[J]. 振动与冲击, 2007, 26(12): 74-80.
OU Bifeng, WANG Junjie. Microplane dynamic model for reinforced concrete[J]. Journal of Vibration and Shock, 2007, 26(12): 74-80.
- [5] 商霖,宁建国,孙远翔. 强冲击载荷作用下钢筋混凝土本构关系的研究[J]. 固体力学学报, 2005, 26(2): 175-181.
SHAN Lin, NING Jian guo, SUN Yuan xiang. The constitutive relationship of reinforced concrete subjected to shock loading[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2005, 26(2): 175-181.

- [6] 孔丹丹,赵颖华,王萍,等. 钢筋混凝土材料有限元分析中的等效模量方法[J]. 沈阳建筑大学学报,2005,21(3):200-203.
KONG Dandan, ZHAO Yinghua, WANG Ping, et al. Equivalent moduli method in the finite element analysis of reinforced concrete structures[J]. Journal of Shenyang Architectural and Civil Engineering Institute, 2005,21(3):200-203.
- [7] 龙渝川,周元德,张楚汉. 钢筋混凝土相互作用效应的钢筋刚化模拟[J]. 清华大学学报,2007,47(6):793-796.
LONG Yuchuan, ZHOU Yuande, ZHANG Chuhan. Reinforcement stiffening model for reinforced concrete interaction effect[J]. Journal of Tsinghua University, 2007,47(6):793-796.
- [8] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京:清华大学出版社,1999,157-166.
- [9] SAATCIOGLU M, RAZVI S R. Strength and ductility of confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1992,118(6):1590-1607.
- [10] Livermore Software Technology Corporation. LS-DYNA keyword user's manual volume II: material models[M]. California: LSTC, 2016:1294-1302.
- [11] GRASSL P, JIRASEK M. Damage-plastic model for concrete failure[J]. International Journal of Solids & Structures, 2006,43(22):7166-7196.
- [12] GRASSL P, XENOS D, NYSTROM U, et al. CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure[J]. International Journal of Solids and Structures, 2013,50(24):3805-3816.
- [13] Comité Euro-International du béton. CEB-FIP model code 1990[M]. Trowbridge, Wiltshire, UK: Redwood Books, 1993:48-51.
- [14] MALVAR L J, ROSS C A. Review of strain rate effects for concrete in tension[J]. ACI Material Journal, 1998,98(6):735-739.
- [15] 刘立新,张艳丽,李千,等. 500MPa 钢筋混凝土短柱轴压下受力性能研究[J]. 郑州大学学报,2006,41(S2):1-5.
LIU Lixing, ZHANG Yanli, LI Qian, et al. The study performance of axle loaded reinforced concrete puncheons used 500MPa[J]. Journal of Zhengzhou University, 2006,41(S2):1-5.
- [16] 肖诗云,曹闻博,潘浩浩. 不同加载速率下钢筋混凝土梁力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2012,33(12):142-146.
XIAO Shiyun, CAO Wenbo, PAN Haohao. Experimental study on mechanical behavior of reinforced concrete beams at different loading rates[J]. Journal of Building Structures, 2012,33(12):142-146.

A new reinforced concrete damage plasticity model

XU Pengfei^{1,2}, LIU Dianshu¹, ZHANG Yingcai³

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining & Technology (Beijing), Beijing 100083;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Henan University of Technology, Zhengzhou 450001, Henan, China;

3. College of Civil Engineering, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, Henan, china)

Abstract: In order to accurately and efficiently simulate the blasting demolition project, a simplified constitutive model of reinforced concrete has been proposed by using the method of combination modulus, based on the concrete damage plasticity model in LS-DYNA. In the model, we have taken the tension stiffening effect, the ratio of reinforcement effect on tension stiffening, and the confinement effect of stirrups of reinforced concrete into account. On the basis of experimental verification, the numerical calculation has been performed to simulate the delay blasting demolition of a double incision reinforced concrete chimney. The simulated results show that the proposed model can qualitatively reproduce the collapse and movement processes of chimney.

Keywords: reinforced concrete constitutive model; damage plasticity model; chimney; blasting demolition; numerical simulation

(责任编辑 王小飞)