

混凝土材料冲击特性的研究¹⁾

宁建国²⁾ 商霖 孙远翔

(北京理工大学爆炸科学与技术国家重点实验室, 北京 100081)

摘要 基于混凝土材料强冲击加载下的试验研究, 提出了两种损伤型动态本构模型: 损伤型黏弹性本构模型和损伤与塑性耦合的本构模型. 通过模型计算结果与冲击试验结果的可发现, 随着冲击速度的提高, 混凝土材料内部产生了显著的塑性变形, 由此损伤型黏弹性本构模型的应用就存在一些不足. 而损伤与塑性耦合的本构模型由于考虑了裂纹扩展引起的材料强度和刚度的弱化, 以及微空洞缺陷塌陷引起的塑性变形, 因而能更好地用于模拟强冲击载荷作用下混凝土材料的冲击响应特性.

关键词 混凝土, 轻气炮, 冲击特性, 损伤演化, 动态本构模型

中图分类号: O347 文献标识码: A 文章编号: 0459-1879(2006)02-0199-10

引 言

混凝土是目前工业与民用建筑中最常用的结构工程材料之一, 已经被广泛地应用于高层建筑物、长跨桥、大坝、水电站、隧道、码头等. 此外, 在常规战争中, 许多价值高的目标(例如: 指挥所、控制和通讯掩体、桥墩、潜艇修藏坞、飞机库及机场跑道等)大都是由坚固的混凝土结构构建而成的. 为了预防这些混凝土结构受摧毁性地打击, 并且可以在破坏后及时修复, 或者为了可以毁灭性地打击这些混凝土结构, 使其在短时间内无法修复, 人们对混凝土材料冲击特性进行了大量的研究^[1~3].

混凝土材料动态本构模型是研究其在爆炸或冲击载荷作用下损伤破坏机理、应力波传播和衰减规律、结构破坏效应等的理论基础. 近年来, 随着损伤力学引入混凝土材料冲击特性研究领域, 人们对混凝土材料冲击特性的认识更加深入, 损伤力学的应用也成为了这一领域的研究热点^[4~6]. 本文中, 作者重点提出了两种损伤型动态本构模型: 损伤型黏弹性本构模型和损伤与塑性耦合的本构模型, 并利用一级轻气炮动力试验装置对混凝土靶板进行了强冲击加载下的试验研究.

1 实验研究

本文试验是在中国科学院非线性力学国家重点

实验室的一级轻气炮动力试验装置上完成的. 轻气炮口径为 $\phi 101$ mm, 炮管长度为 17 m, 弹速范围为 $20 \sim 1400$ m·s⁻¹, 弹速误差 < 5%, 碰撞斜角 < 10^{-3} rad, 真空度 < 1 Pa, 其装置示意图如图 1 所示. 试验中, 飞片冲击速度范围为 $200 \sim 300$ m·s⁻¹, 混凝土靶板应变率响应范围为 $10^4 \sim 10^5$ /s⁻¹, 横向约束压力范围为 0.5~1.5 GPa. 其中飞片和靶板取同质材料. 飞片直径为 75 mm, 厚度为 5 mm. 靶板由 5 块相同的圆盘形试件组成, 其内依次放入 3 个压阻计, 分别标记为 No.1, No.2 和 No.3. 试件直径为 70 mm, 厚度为 5 mm, 其原料配比和物理参数见表 1 和表 2. 为消除边侧稀疏波和追赶稀疏波效应的影响, 靶板宽厚比和追赶比分别设计为 3.5 和 4.

试验时将飞片粘贴于射弹上, 高压气体的突然

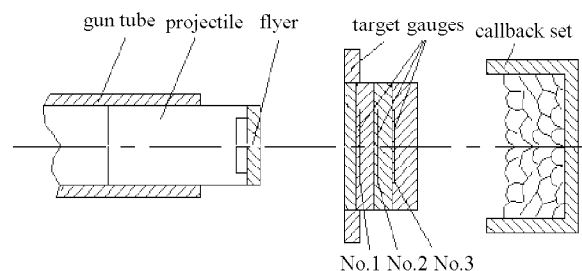


图 1 轻气炮动力试验装置示意图

Fig.1 A schematic illustration of the impact experiment configuration

2005-04-13 收到第 1 稿, 2005-06-14 收到修改稿.

1) 国家自然科学基金资助项目(90305018).

2) E-mail: jgning@bit.edu.cn

表 1 混凝土试件的配料比

Table 1 The components of concrete

Cement	Sand	Water	Coal ash	Silicon ash	HSG	AE
300	50	20	540	100	2.5	1.5

表 2 混凝土物理参数

Table 2 The properties for concrete

Young modulus	Poisson ratio	Compressive strength	Porosity
E_0/GPa	ν_0	σ_s/MPa	$\delta_0/(\text{cm}^3 \cdot \text{g}^{-1})$
41	0.2	72	0.041
Bulk modulus	Shear modulus	Flexural strength	Density
K_0/GPa	G_0/GPa	σ_{sw}/MPa	$\rho_0/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$
22.8	17.1	12.8	2.35

释放推动射弹沿抽空的炮管运动. 当高速运行的射弹碰撞到靶板时, 产生一个较高的压力脉冲, 由压阻计记录一组 (共 3 个, 分别对应于测试点 No.1, No.2 和 No.3) 压力信号. 图 2 给出了 $200 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 冲击速度下混凝土靶板内部测试所得的压力 - 时间信号曲线. 通过调整冲击速度, 可相应产生不同峰值的压力脉冲.

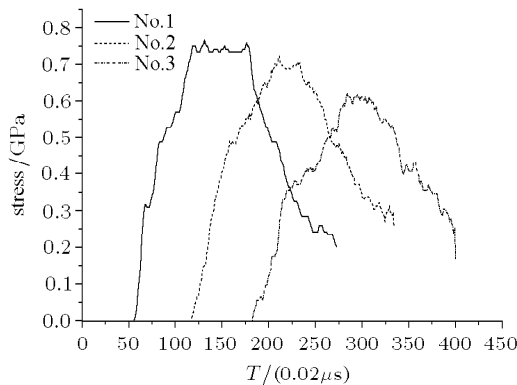


图 2 原始压力 - 时间信号曲线

Fig.2 Initial stress-time signal curves

根据这一系列压力信号, 用拉氏分析方法之路径线法处理可得到其它力学参量, 如应变、应变率、比容和比内能等. 路径线法, 也被称之为 Scaman 方法, 是 Grady^[24] 为处理衰减波问题而引入的. 路径线是一条人为构筑的连接各波形的曲线, 多条相互有间隔的路径线 (h 坐标, 也称为 Lagrange 坐标) 与量计线 (记录波形的线, 如压力 - 时间波形) 联系在一起, 便构成了一个逼近实际流场曲面的网架框架, 如图 3 所示.

一般地, 流场中某一力学参量 Ψ (代表应力 σ , 应变 ε , 质点速度 u , 比容 v 或比内能 e 等) 沿路径线有

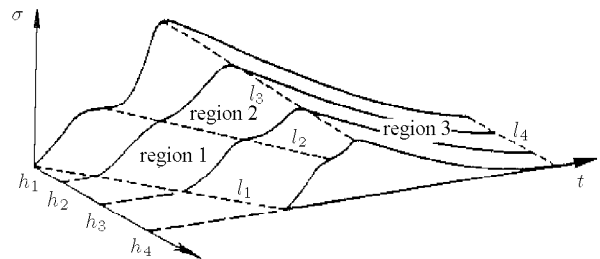


图 3 由路径线生成的 σ - h - t 波形图

Fig.3 A schematic illustration of wave form in σ - h - t space

如下关系式

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial h}\right)_t = \frac{d\Psi}{dh} - \left(\frac{\partial \Psi}{\partial t}\right)_h \frac{dt}{dh} \quad (1)$$

故在路径线 $h(t)$ 取定后, 上式右端均为已知, 从而提供了求偏导数 $\left(\frac{\partial \Psi}{\partial h}\right)_t$ 的方法. 将式 (1) 分别代入质量、动量和能量守恒方程, 得到

$$\rho_0 \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{du}{dh} + \left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)_h \frac{dt}{dh} = 0 \quad (2)$$

$$\rho_0 \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{d\sigma}{dh} - \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t}\right)_h \frac{dt}{dh} = 0 \quad (3)$$

$$\rho_0 \frac{\partial e}{\partial t} + \sigma \left[\frac{du}{dh} - \left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)_h \frac{dt}{dh} \right] = 0 \quad (4)$$

采用梯形积分公式在短时间间隔 (t_j, t_{j+1}) 内对式 (2)~(4) 进行计算, 可得沿第 i 条量计线在时间单元 $(j, j+1)$ 内相应的差分公式为

$$v_{i,j+1} = v_{i,j} + \frac{1}{2\rho_0} \left(\frac{du_{i,j+1}}{dh} - \frac{\partial u_{i,j+1}}{\partial t} \frac{dt_{i,j+1}}{dh} + \frac{du_{i,j}}{dh} - \frac{\partial u_{i,j}}{\partial t} \frac{dt_{i,j}}{dh} \right) (t_{i,j+1} - t_{i,j}) \quad (5)$$

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} - \frac{1}{2\rho_0} \left(\frac{d\sigma_{i,j+1}}{dh} - \frac{\partial\sigma_{i,j+1}}{\partial t} \frac{dt_{i,j+1}}{dh} + \frac{d\sigma_{i,j}}{dh} - \frac{\partial\sigma_{i,j}}{\partial t} \frac{dt_{i,j}}{dh} \right) (t_{i,j+1} - t_{i,j}) \quad (6)$$

$$e_{i,j+1} = e_{i,j} - \frac{1}{4\rho_0} (\sigma_{i,j+1} + \sigma_{i,j}) \left(\frac{du_{i,j+1}}{dh} - \frac{\partial u_{i,j+1}}{\partial t} \frac{dt_{i,j+1}}{dh} + \frac{du_{i,j}}{dh} - \frac{\partial u_{i,j}}{\partial t} \frac{dt_{i,j}}{dh} \right) (t_{i,j+1} - t_{i,j}) \quad (7)$$

可通过式 (6) 由应力场逐步求解速度场, 然后可分别通过式 (5) 和式 (7) 由速度场逐步求解比容、应变及比内能等。

图 4 给出了 $200 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 冲击速度下混凝土靶板内部的应力 - 应变曲线。由图可见混凝土材料冲击响应特征, 如材料的非线性特性、近似的率无关效应和明显的压力相关性, 以及压力脉冲的衰减和弥散效应等。

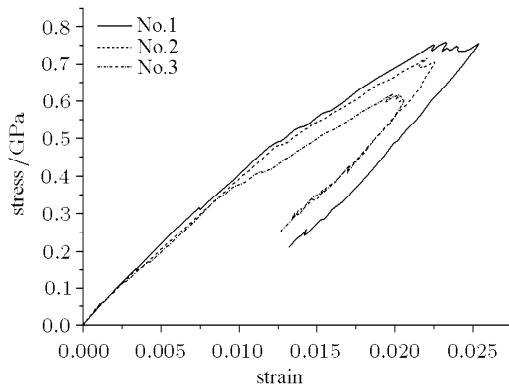


图 4 混凝土靶板内部的应力 - 应变全曲线

Fig.4 Stress-strain curves of concrete targets

2 损伤型黏弹性本构模型

一般来说, 材料本构关系是应力、应变、应变率和温度等力学参量间的函数关系式

$$\sigma = \sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon}, Y_1, \dots, Y_n) \quad (8)$$

式中, σ 是应力, ε 是应变, $\dot{\varepsilon}$ 是应变率, Y_1, \dots, Y_n 为温度等力学参量, 它们的选取依赖于材料物理特性和当前所处的应力状态。

试验分析结果表明^[7], 黏性和损伤滞后是产生混凝土材料非线性特性和率敏感效应的两个主要因素。文献 [8] 的研究结果则表明, 爆炸或强冲击载荷作用下, 混凝土材料可近似看作是率无关性的, 其强度增强主要来源于横向惯性效应引起的约束作用。

因此, 混凝土材料本构方程的一般表示形式为

$$\sigma = \sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon}, D, P) \quad (9)$$

式中, D 和 P 分别代表损伤变量和围压。

研究中把混凝土看作是一种加入损伤的黏弹性材料, 并假设: 随着围压 P 的增大, 弹性模量和泊松比等力学参量基本保持不变; 围压的存在只会限制、约束微裂纹损伤的演化发展。由此, 利用 Lemaitre 应变等价性原理得到了损伤型本构关系式

$$\sigma = (1 - D)\sigma^i(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) \quad (10)$$

式中, σ 为表观应力, 表示含损伤的材料应力; σ^i 为材料无损伤时的应力; 损伤变量 D 是应变 ε , 应变率 $\dot{\varepsilon}$ 和围压 P 的函数。

2.1 理想黏弹性本构方程

理想的各向同性黏弹性材料满足关系式

$$\sigma_{mn}^i = \delta_{mn} \int_0^t \lambda(t - \tau) \dot{\varepsilon}_{kk}(\tau) d\tau + 2 \int_0^t \mu(t - \tau) \dot{\varepsilon}_{mn}(\tau) d\tau \quad (11)$$

式中, λ 和 μ 是拉梅系数, t 是时间, δ_{mn} 是克罗内克张量。

在目前所讨论的一维应变 ($\varepsilon_{11} \neq 0$ 和 $\varepsilon_{22} = \varepsilon_{33} = 0$) 条件下, 定义侧限弹性模量^[9]

$$E_L = \frac{(1 - \nu)E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (12)$$

由于允许泊松比 ν 的变化范围很小, 且试验^[7]表明泊松比 ν 对应变率的变化很不敏感, 故假定混凝土材料泊松比 ν 为常数, 这表明了式 (12) 中侧限弹性模量和杨氏弹性模量具有相同的率相关性。由此, 可得一维应变条件下纵向应力 - 应变关系式为

$$\sigma_{11}^i = \int_0^t E_L(t - \tau) \dot{\varepsilon}_{11}(\tau) d\tau \quad (13)$$

这里引入“材料弱记忆”假说, 即材料响应对近期历史的敏感性比早期历史的敏感性强。这一假说意味着: $E_L(t)$ 是其变量 t 的单调递减函数。令 $E_L(t) = \sum_{j=0}^N E_L^j \exp\left(-\frac{t}{\theta_j}\right)$, 其中 E_L^j 是侧限弹性模量幅值, θ_j 是其相应的松弛时间, 代入式 (13), 则可得

$$\sigma^i = \int_0^t \sum_{j=0}^N E_L^j \exp\left(-\frac{t - \tau}{\theta_j}\right) \dot{\varepsilon}(\tau) d\tau \quad (14)$$

式 (14) 中分别用了 σ^i 和 $\dot{\varepsilon}$ 来替换式 (13) 中的 σ_{11}^i 和 $\dot{\varepsilon}_{11}$.

此处假定: 在一个应变率范围内, 可以取 N 个应变率范围段, 每一个应变率范围段内材料参数均取为常数, 相应的每个应变率范围段都分别对应于一个松弛时间 θ_j . 王礼立^[10]认为, 任一松弛时间其“有效影响区”, 不论以时间表示还是以应变率表示, 均为大约 4.5 个量级.

若应变率范围取为 $10^{-5} \sim 10^7 \text{ s}^{-1}$, 且 N 取为 2, 则式 (7) 可化为

$$\begin{aligned} \sigma^i = & E_L^0 \int_0^t \dot{\varepsilon} \exp\left(-\frac{t-\tau}{\theta_0}\right) d\tau + \\ & E_L^1 \int_0^t \dot{\varepsilon} \exp\left(-\frac{t-\tau}{\theta_1}\right) d\tau + \\ & E_L^2 \int_0^t \dot{\varepsilon} \exp\left(-\frac{t-\tau}{\theta_2}\right) d\tau \end{aligned} \quad (15)$$

其力学模型可由 3 个 Maxwell 单元体并联而成. 其中, 第 1 个积分项描述准静态下的黏弹性响应, E_L^0 和 θ_0 分别是所对应的 Maxwell 单元的侧限弹性模量和松弛时间; 第 2 个积分项描述动态冲击下的黏弹性响应, E_L^1 和 θ_1 分别是所对应的 Maxwell 单元的侧限弹性模量和松弛时间; 第 3 个积分项描述强冲击下的黏弹性响应, E_L^2 和 θ_2 分别是所对应的 Maxwell 单元的侧限弹性模量和松弛时间. 当 θ_0 足够大, 大到使得 $\frac{t-\tau}{\theta_0} \rightarrow 0$ 时, 方程第 1 项可用于描述材料弹性平衡态响应.

在强冲击载荷作用下, 具有松弛时间 θ_0 和 θ_1 的低频 Maxwell 单元将无足够的时间来松弛 (直到加载结束), 这时低频 Maxwell 单元则化为侧限弹性模量 $E_L^e = E_L^0 + E_L^1$ 的简单弹簧, 而式 (15) 可写为

$$\sigma^i = E_L^e \varepsilon + E_L^2 \int_0^t \dot{\varepsilon} \exp\left(-\frac{t-\tau}{\theta_2}\right) d\tau \quad (16)$$

2.2 损伤演化方程

为了考虑材料内部微损伤所引起的弱化效应, 此处暂不涉及微损伤的具体机制而表现地把材料某种程度的弱化定义为损伤 D . 王礼立^[11]指出: 1) 从宏观 - 微观相结合的研究角度来看, 材料的流变过程总是对应或伴生着某种主导形式的材料内部缺陷或微损伤的演化, 直至材料破坏; 2) 不论什么形式的材料内部缺陷或微损伤, 其演化过程都同时依赖于应变和应变率. 同时考虑到围压对材料损伤演化发展的限制约束作用, 将损伤演化方程的一般函

数形式表示为

$$D = D(\varepsilon, \dot{\varepsilon}, P) \quad (17)$$

式中, D 是损伤变量. 通过对式 (17) 作无量纲化处理, 可得到

$$D = D(\varepsilon, \dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_0, P/P_0) \quad (18)$$

式中, $\dot{\varepsilon}_0 = 1 \text{ s}^{-1}$ 为特征应变率, $P_0 = 1 \text{ GPa}$ 为特征围压.

由于混凝土材料内部各组分之间力学特性存在较大差异, 且包含了颗粒夹杂的影响. 因此, 在外部载荷作用之前其内部就已经存在了初始的微裂纹、微空洞等损伤缺陷. 基于一种处理试验数据的经验方法, 假定损伤演化函数具有关系式

$$D = \begin{cases} D_0, & \varepsilon \leq \varepsilon_{th} \\ D_0 + K_D(P/P_0)(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_0)^a(\varepsilon - \varepsilon_{th})^b, & \varepsilon > \varepsilon_{th} \end{cases} \quad (19)$$

式中, ε_{th} ($= c\varepsilon_{o,c}$) 相当于损伤门槛值, 一般在 0.2~0.4 倍峰值应变 $\varepsilon_{o,c}$ 范围内; D_0 是初始损伤值; K_D 是损伤变量因子, 用来描述围压对材料损伤函数的影响效果, 且定义为

$$K_D(P/P_0) = a_0 \exp(-b_0 P/P_0) \quad (20)$$

其中 a_0, b_0 为影响系数, 可通过三轴试验或数值优化确定; a 和 b 为待定参数, 用于描述试验所得损伤演化曲线的形状.

2.3 本构方程的拟合

将无损应力公式 (16) 和损伤变量公式 (19) 代入损伤型本构关系式 (10), 再考虑到在轻气炮上进行的强冲击加载试验可近似认为是恒应变率和恒围压试验, 从而混凝土材料的损伤型本构方程可写为

$$\sigma = (1 - D) \left[E_L^e \varepsilon + E_L^2 \theta_2 \dot{\varepsilon} \left(1 - \exp\left(-\frac{\varepsilon}{\theta_2 \dot{\varepsilon}}\right) \right) \right] \quad (21)$$

$$D = \begin{cases} D_0, & \varepsilon \leq \varepsilon_{th} \\ D_0 + K_D(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_0)^a(\varepsilon - \varepsilon_{th})^b, & \varepsilon > \varepsilon_{th} \end{cases} \quad (22)$$

式 (21) 和式 (22) 中共包含了 8 个材料参数, 各有明确的物理意义. 参数拟合时, E_L^e 由应力 - 应变试验曲线的初始弹性段确定; E_L^2 和 θ_2 由应变率为 $10^4 \sim 10^5 \text{ s}^{-1}$ 下材料黏弹性响应来确定; D_0 是混凝土材料制备过程中产生的初始损伤的度量, 是个不可测的量, 这里假设取为 0.25, 对数值结果没有任何影响; 损伤门槛影响系数 c 根据经验取为 0.3; 由于缺少必要的三轴压缩试验数据, 在近似恒围压情

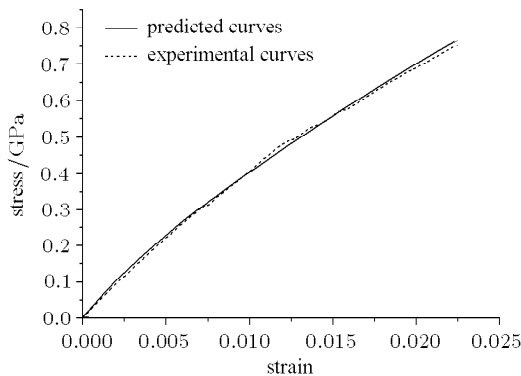
况下 K_D 被看作为常值，与 a 和 b 一起由损伤演化相对应的材料响应来确定。表 3 所示为一组通过数值拟合得到的、最优的模型参数。利用这些模型参数计算得到了强冲击载荷作用下混凝土靶板响应的模型预示结果。

表 3 混凝土的模型参数表

Table 3 Model constants for concrete

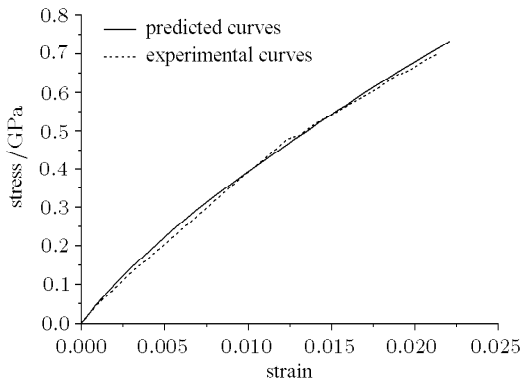
E_L^e/GPa	E_L^2/GPa	$\theta_2/\mu\text{s}$	D_0	K_D	a	b	c
48.0	28.6	0.3	0.25	1.68×10^5	-1.19	0.88	0.3

图 5 所示为 $200 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 冲击速度下混凝土靶板内部试验测试曲线和模型预示曲线的比较，均吻合得相当好。然而，随着冲击速度的提高，在 $250 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 和 $300 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 冲击速度下混凝土靶板内部产生了较大的塑性变形。模型预示与试验结果有所偏离，显示出损伤型黏弹性本构模型在更高冲击速度下的局限性。



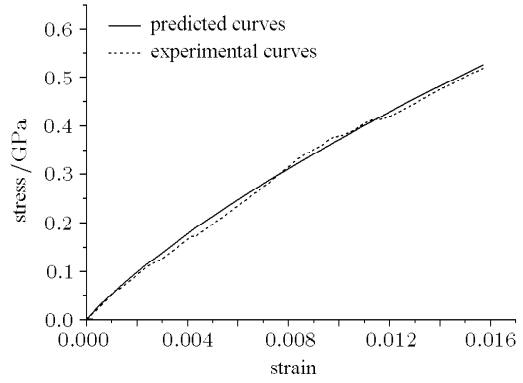
(a) 测试点 No.1

(a) Test point No.1



(b) 测试点 No.2

(b) Test point No.2



(c) 测试点 No.3

(c) Test point No.3

图 5 $200 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 冲击速度下混凝土靶板内部的应力 - 应变曲线

Fig.5 Stress-strain curves of concrete targets with an impact velocity of $200 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$

3 损伤与塑性耦合的本构模型

3.1 本构关系

遵循应变分解假定，即材料总的应变可分解为弹性和黏塑性应变两部分

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{vp} \quad (23)$$

式中，弹性应变包含了无损基体材料的弹性应变 ε_{ij}^m 和由裂纹张开 / 滑移所引起的弹性应变 ε_{ij}^c 两部分，即

$$\varepsilon_{ij}^e = \varepsilon_{ij}^m + \varepsilon_{ij}^c \quad (24)$$

它们都是正比例于有效应力场；黏塑性应变是卸载后材料中残留的不可逆变形，主要是由于微空洞的塌陷所引起的，可由 Perzyna 黏塑性流动方程求得。

假设混凝土材料是由实体和微空洞组合而成，其中实体包含了基体材料和微裂纹。因此给出实体弹性应变和混凝土材料表现应力之间的关系，就可以得到完整的应力 - 应变关系

$$\sigma_{ij} = M_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e \quad (25)$$

式中， M_{ijkl} 是混凝土材料的有效刚度张量。

同样地，对应力进行分解，即总的应力张量可分解为偏应力张量和球应力张量两部分

$$\sigma_{ij} = s_{ij} - p\delta_{ij} \quad (26)$$

偏应力张量和偏应变张量之间的弹性应力 - 应变关系可以表示为

$$s_{ij} = 2G(e_{ij} - e_{ij}^{vp}) \quad (27)$$

其中, $e_{ij} \left(= \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \right)$ 和 e_{ij}^{vp} 分别是应变张量和黏塑性应变张量的偏量部分; ε_{kk} 是应变张量的体积部分. 球应力 - 应变关系, 也即状态方程, 可以通过修正 Mie-Gruneisen 方程得到

$$p = p_H \left(1 - \frac{1}{2} \gamma \mu \right) + \gamma \rho (I - I_0) \quad (28)$$

其中, $\mu (= \rho / \rho_0 - 1)$ 是弹性体积压缩比; $\gamma (= \gamma_0 \rho_0 / \rho)$ 是 Mie-Gruneisen 参数; ρ 和 ρ_0 分别是材料的当前密度和初始密度; I 和 I_0 分别是材料的当前比内能和初始比内能, 满足能量守恒方程; p_H 是材料密度为 ρ 时的 Hugoniot 压力, 其方程形式如下

$$p_H = K(\beta_1 \mu + \beta_2 \mu^2 + \beta_3 \mu^3) \quad (29)$$

式中, β_1, β_2 和 β_3 是材料参数, 可通过拟合试验数据而得到; 对 $\mu < 0$ 的情况, β_2 和 β_3 均取为 0 值. 有效剪切模量 G 和有效体积模量 K , 可通过修正 Budiansky 等^[12] 和 Mackenzie^[13] 的关系式而得到

$$G = G_m(1 - f^*)(1 - D) / \left(1 + \frac{6K_m + 12G_m}{9K_m + 8G_m} f^* \right) \quad (30)$$

$$K = \frac{4K_m G_m (1 - f^*)(1 - D)}{4G_m + 3K_m f^*} \quad (31)$$

其中

$$D = \frac{16}{9} \frac{1 - \nu^2}{1 - 2\nu} C_d \quad (32)$$

$$\nu = \tilde{\nu} \left(1 - \frac{16}{9} C_d \right) \quad (33)$$

式中, K_m 和 G_m 分别是无损基体材料的体积模量和剪切模量; $\tilde{\nu}$ 是无损材料的泊松比; f^* 和 C_d 分别是材料的微空洞体积百分比和裂纹密度.

3.2 黏塑性流动方程

在 Perzyna 黏塑性流动方程中, 黏塑性应变率 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ 定义为

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \dot{\lambda} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (34)$$

式中, F 是修正 Gurson 屈服函数; $\dot{\lambda}$ 称为黏塑性流动因子, 是一个非负比例因子. Needleman 等^[14] 考虑到微空洞之间的相互作用, 从而修正 Gurson 屈服函数为

$$F(\sigma_{ij}, Y_d, f^*) = \frac{3J_2}{Y_d^2} + 2q_1 f^* \cosh \left(q_2 \frac{I_1}{2Y_d} \right) - (1 + q_3 f^{*2}) = 0 \quad (35)$$

式中, I_1 和 J_2 分别是应力张量 σ_{ij} 的第 1 不变量和偏应力张量 s_{ij} 的第 2 不变量; Y_d 是等效屈服应

力^[15]; q_1, q_2 和 q_3 可通过数值模拟来确定, 通常取为^[16] $q_1 = 1.5, q_2 = 1, q_3 = q_1^2$. Colantonio 等^[17] 曾提出了一个塑性流动因子的定义式, 用于解释材料中孔隙率的变化. 这里, 作者采用同样的方法定义黏塑性流动因子

$$\dot{\lambda} = \frac{f^*}{1 - f^*} \left\langle \frac{F}{m_{vp}} \right\rangle^{n_{vp}} \quad (36)$$

式中, m_{vp} 和 n_{vp} 是材料参数, 可通过试验数据拟合得到.

3.3 损伤变量的描述

3.3.1 微裂纹损伤变量的描述

3.3.1.1 损伤变量的定义

爆炸或冲击载荷作用下, 微裂纹损伤被激活, 形成应力释放区, 并产生累积损伤, 从而导致材料力学性能的劣化和最终的开裂破坏. 假设混凝土材料内部微裂纹是均匀分布的, 且符合理想微裂纹体系统条件. 由此, 基于统计细观的理论, 作者定义一无量纲化的损伤变量——裂纹密度

$$C_d = \int_0^\infty n(a, t) (\beta a^3) da \quad (37)$$

来表征微裂纹损伤所引起的混凝土材料宏观力学性能的劣化. 式 (37) 中, $n(a, t)$ 是理想微裂纹体系统中微裂纹的数密度分布函数, 且满足演化方程

$$\frac{\partial n}{\partial t} + \frac{\partial(n\dot{a})}{\partial a} = n_N \quad (38)$$

式 (37) 和 (38) 中, a 代表微裂纹的尺度, \dot{a} 是裂纹扩展速率; n_N 是微裂纹成核密度; β 是几何因子, 依赖于微裂纹的形状与尺度.

假设从时刻 t 到 $t + dt$ 裂纹密度发生变化, 即 $\frac{\partial C_d}{\partial t} > 0$, 那么可以得到

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial C_d}{\partial t} &= \left(\frac{\partial C_d}{\partial t} \right)_g + \left(\frac{\partial C_d}{\partial t} \right)_n \\ \left(\frac{\partial C_d}{\partial t} \right)_g &= \int_0^\infty 3n \cdot \beta a^3 \frac{\dot{a}}{a} da \\ \left(\frac{\partial C_d}{\partial t} \right)_n &= \int_0^\infty \frac{n_N}{n} n \cdot \beta a^3 da \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

式 (39) 表明, 裂纹密度的变化是由裂纹线性尺度的长大和成核两个部分引起的.

3.3.1.2 裂纹扩展模型

王道荣^[18]在求单个微裂纹的扩展方程时,得到了裂纹扩展速率的表达式如下

$$\frac{\dot{a}}{a} = \frac{1 - \nu^2}{2\lambda E} \pi(\sigma_t^2 - \sigma_c^2) C_R \quad (40)$$

式中, λ , E 和 ν 分别是混凝土材料的单位表面能、杨氏模量和泊松比; C_R 是瑞利波速度. 式(40)中, 只有当内部拉伸应力 σ_t 大于裂纹扩展的阈值应力 σ_c 时, 裂纹才开始扩展, 否则就保持不变.

若微裂纹成核数目相对于混凝土材料中已有微裂纹数目而言是相当小的, 那么忽略微裂纹的成核效应后, 将式(40)代入式(39)的第2个公式则可以得到如下裂纹演化方程

$$\frac{\partial C_d}{\partial t} \approx \left(\frac{\partial C_d}{\partial t} \right)_g = \frac{3(1 - \nu^2)}{2\lambda E} \pi(\sigma_t^2 - \sigma_c^2) C_R C_d \quad (41)$$

上式积分过程中假定了 ν , λ , E , σ_t , C_R 都和单个裂纹尺寸 a 无关.

基于 Irwin 裂纹失稳扩展的临界条件, 可以得到裂纹扩展的阈值应力

$$\sigma_c = \frac{K_{IC}}{f\left(\frac{a_c}{W}\right)\sqrt{\pi a_c}} \quad (42)$$

其中, a_c 是裂纹扩展的临界尺度; $f(a/W)$ 是依赖于试件形状的几何因子^[19]; K_{IC} 是材料的断裂韧性, 表示材料抵抗裂纹失稳扩展能力的一个物理参量, 可由试验确定. 动态冲击条件下, 一般认为 K_{IC} 是依赖于温度 T 和加载速率 $\dot{\sigma}$ 的函数. 实验研究^[20~22]则表明, 混凝土材料断裂韧性 K_{IC} 是率相关性的, 然而结论尚不一致. Lambert^[21]的研究发现, 断裂韧性随应变率的增加而近乎线性的增加. Tandon^[22]的研究则认为, 断裂韧性随应变率的增加是减小的. 由于研究所限, 当前仍把其看作是一个不变的材料常数, 并取为准静态下的相应值, 可通过材料断裂手册查得.

这里还应该指出一点, 内部拉伸应力 σ_t 与外部载荷应力 σ_{ij} 是不同的, 二者具有某种函数关系. 此处, 采用如下简单数学形式

$$\sigma_t = \alpha \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} \quad (43)$$

来建立二者之间的函数关系. 式(43)中, α 是材料参数, 表征了材料内部微损伤对其内部应力场的影响程度.

3.3.1.3 损伤演化方程

通过式(42)和式(43), 作者建立了裂纹密度 C_d 与损伤变量 D 之间的关系式. 借助微裂纹损伤的演化方程, 将损伤变量 D 写成率变化形式, 有

$$\dot{D} = \frac{16}{9} \left[f_1(\nu) - \frac{16}{9} \tilde{\nu} f_2(\nu) C_d \right] \dot{C}_d \quad (44)$$

其中

$$f_1(\nu) = \frac{1 - \nu^2}{1 - 2\nu}, \quad f_2(\nu) = \frac{2(1 - \nu + \nu^2)}{(1 - 2\nu)^2} \quad (45)$$

裂纹密度可通过对式(41)进行积分而得到

$$C_d = C_{d0} \exp \left[\frac{3(1 - \nu^2)}{2\lambda E} \pi(\sigma_t^2 - \sigma_c^2) C_R (t - t_c) \right] \quad (46)$$

式中, C_{d0} 是混凝土材料的初始裂纹密度, 是个不可测的量, 一般取为 0 到 0.56 之间的某个值; t_c 是裂纹扩展的开始时间.

3.3.2 微空洞损伤变量的描述

3.3.2.1 损伤变量的定义

混凝土是一种多孔隙材料, 其内部随机分布了大量的微空洞. 爆炸或冲击载荷作用下, 这些微空洞塌陷, 材料压缩密实, 从而引起体积模量的增大, 由此出现损伤为负值的情况. 这里, 作者把这种损伤为负值的损伤称为负损伤, 也看作是一种损伤来处理, 并建立其相应的演化方程.

假设这些微空洞的分布是均匀的, 并以其体积百分比 f^* (表示为材料孔隙度 δ 与密度 ρ 的乘积) 作为一种表征材料内部损伤的度量

$$f^* = \delta \cdot \rho \quad (47)$$

3.3.2.2 损伤演化方程

Burlion^[4]假设微空洞的演化发展是由混凝土材料黏塑性体应变率 $\dot{\epsilon}_{kk}^{VP}$ 所控制的

$$\dot{f}^* = k(1 - f^*) f^* \dot{\epsilon}_{kk}^{VP} \quad (48)$$

由此可将微空洞负损伤与黏塑性应变相完全耦合. 式(41)中, k 是模型参数, 用于控制微空洞体积百分比随黏塑性流动的变化率.

利用以上演化方程, 可得到微空洞体积百分比 f^* 的表示形式

$$f^* = \frac{1}{1 + (1 - f_0^*)/f_0^* \exp(-k\epsilon_{kk}^{VP})} \quad (49)$$

式中, $f_0^* (= \delta_0 \cdot \rho_0)$ 是初始微空洞体积百分比, δ_0 是混凝土材料的初始孔隙度, ρ_0 是混凝土材料的初始密度. 随着黏塑性压应变逐渐减小, 微空洞体积

百分比按曲线规律缓慢减小；当黏塑性压应变趋于无穷小值的时候，微空洞体积百分比则趋于零。这很明显合乎常理。

3.4 数值拟合

以上损伤与塑性耦合本构模型的参数确定来自 3 个方面：1) 对混凝土试件进行基本的物理和力学试验，测试得到其基本的物理和力学性能参数，见表 1；2) 参考其它混凝土类材料的试验参数，并代入上述模型数值拟合节 1 得到的强冲击加载试验结果；3) 利用试凑法不断拟合逼近已有冲击试验结果，最终评估得到一组最优的模型参数值，见表 4。

表 4 混凝土模型的参数列表

Table 4 Summary of model constants for concrete

Pressure constants ^[23]			Mie-Gruneisen	Yield constants*	
β_1	β_2	β_3	constant γ^*	m_{vp}	n_{vp}
1.0	-2.012	2.447	1.0	0.0018	2.55
Damage constants*					
C_d	$K_{IC}/\text{MPa}\cdot\text{m}^{\frac{1}{2}}$ **	$a_c/\mu\text{m}$	$\lambda/(\text{MJ}\cdot\text{m}^{-2})$	α	k
0.07	0.4	100	0.08	0.2	1.0

注：* 表明此处参数值可通过数值优化得到；** 表明此处参数值可由材料手册查得。

Notes: * denotes that the parameter here is achieved by numerical optimization; ** denotes that the parameter here refers to the material manual.

利用表 4 模型参数值计算得到了理论预示结果，并与试验测试数据进行比较。图 6~ 图 8 给出了 200~300 m·s⁻¹ 冲击速度下混凝土靶板内部在不同测试点 (测试点 No.1, No.2 和 No.3) 位置处的模型预示曲线和试验测试曲线的比较。从图中可以看出，模型预示曲线与试验测试曲线无论是在变形趋势上，还是在数值精度上都吻合良好。

通过图 6~ 图 8 中不同混凝土靶板内部同一测试点 (如测试点 No.1, No.2 或者测试点 No.3) 位置处应力 - 应变曲线的比较，可发现：随着冲击速度的提高，混凝土所能承载的强度显著增强，同时塑性变形能力也得到了极大的提高。这一方面是由于混凝土材料应变率敏感效应的影响；另一方面也是由于其静水压力相关特性的影响，横向约束压力的存在限制了裂纹的扩展。

由图 6~ 图 8 还可看出，随着同一靶板内部不同测试点 No.1, No.2 和 No.3 位置距离初始冲击位置的增加，混凝土的强度和变形明显地减小。这一方面是由于靶板本身在物理上和几何上引起了压力脉

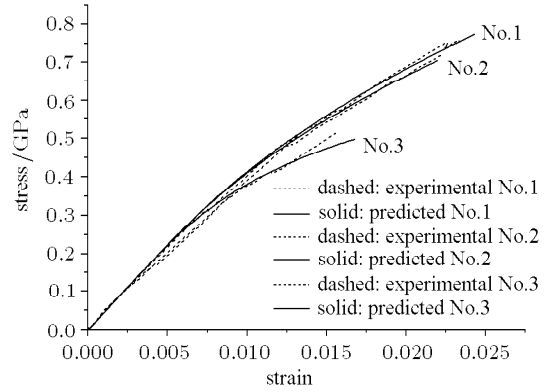


图 6 200 m·s⁻¹ 冲击速度下混凝土靶板中的应力 - 应变关系
Fig.6 Stress-strain relationship of concrete targets with an impact velocity of 200 m·s⁻¹

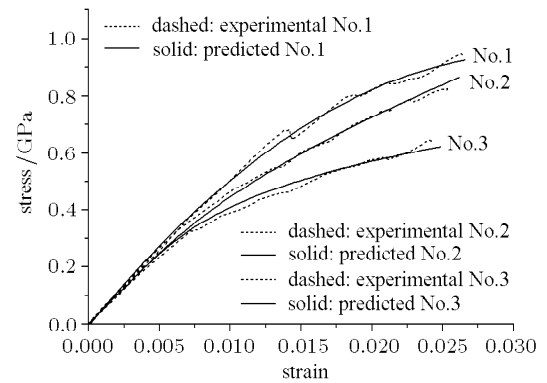


图 7 250 m·s⁻¹ 冲击速度下混凝土靶板中的应力 - 应变关系
Fig.7 Stress-strain relationship of concrete targets with an impact velocity of 250 m·s⁻¹

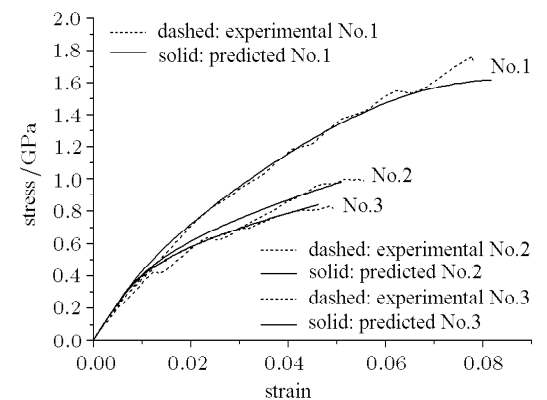


图 8 300 m·s⁻¹ 冲击速度下混凝土靶板中的应力 - 应变关系
Fig.8 Stress-strain relationship of concrete targets with an impact velocity of 300 m·s⁻¹

冲波形的弥散，应力 - 应变关系的这种非线性弥散行为对应了微损伤缺陷的萌生和扩展；另一方面是由于混凝土内部含有的大量微损伤缺陷在冲击载荷

作用下损伤破坏引起了压力脉冲幅值的衰减, 它伴随着能量的耗散, 反映了压力脉冲与材料及其微观结构相互作用的过程和结果。

4 结 论

混凝土材料冲击特性的响应是一个非常复杂的过程, 不仅涉及了材料内部微结构损伤缺陷(微裂纹和微空洞等)的演化发展, 而且还涉及了材料应变率敏感效应和静水压力相关性的影响。然而, 实验上分离这些材料特性并直接测试是不可能的。因此, 只能对材料变形特性及其损伤演化过程做一些必要的假设。

本文提出了两种损伤型动态本构模型: 损伤型黏弹性本构模型和损伤与塑性耦合的本构模型, 用来描述混凝土材料的冲击响应特性, 并与轻气炮冲击试验结果作了比较。随着冲击速度的提高, 混凝土材料内部产生了很大的塑性变形, 由此损伤型黏弹性本构模型的应用就存在一些不足。不过, 由于其所需参数较少, 且应用灵活, 因而在工程简单分析中仍有一定的应用价值。损伤与塑性耦合的本构模型考虑了由微裂纹的演化发展而引起的材料强度和刚度的弱化, 以及由于微空洞的塌陷而引起的塑性变形, 因而极好地描述了混凝土材料在爆炸与冲击载荷作用下的响应特性。

当然, 为了提高本文所提两种损伤型动态本构模型在混凝土结构设计和分析方面的可靠性, 有必要使用不同类型的试验数据结果来确定适用于各种加载情况下的一般化模型参数。这将是今后作者的研究工作之一。

参 考 文 献

- Malvern LE, Tang TX, Jenkins DA, et al. Cement-based composites: strain rate effects on fracture. In: Mindess P, Shak S, eds. Material Research Society, Pittsburgh, PA, 1986, 64: 119~138
- Grote DL, Park SW, Zhou M. Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. experimental characterization. *International Journal of Impact Engineering*, 2001, 25: 869~886
- Grote DL, Park SW, Zhou M. Experimental characterization of the dynamic failure behavior of mortar under impact loading. *Journal of Applied Physics*, 2001, 89(4): 2115~2123
- Burlion N, Gatuingt G, Pijaudier-Cabot G, et al. Compaction and tensile damage in concrete: constitutive modelling and application to dynamics. *Computers Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2000, 183: 291~308
- Ragueneau F, Gatuingt F. Inelastic behaviour modelling of concrete in low and high strain rate dynamics. *Computers and Structures*, 2003, 81: 1287~1299
- Lu Y, Xu K. Modeling of dynamic behavior of concrete materials under blast loading. *International Journal of Solids and Structures*, 2004, 41: 131~143
- 尚仁杰. 混凝土动态本构行为研究. [博士学位论文]. 大连: 大连理工大学, 1994 (Shang Renjie. Studying of the dynamic constitutive behavior of concrete. [Ph D Thesis]. Dalian: Dalian University of Technology, 1994 (in Chinese))
- Li QM. About the dynamic strength enhancement of concrete-like material in a split Hopkinson pressure bar test. *International Journal of Solids and Structures*, 2003, 40: 343~360
- 王礼立. 应力波基础. 北京: 国防工业出版社, 1985 (Wang Lili. The Basic of Stress Wave. Beijing: National Defence Industry Press, 1985 (in Chinese))
- 王礼立, 施绍裘, 陈江瑛等. ZWT 非线性热黏弹性本构关系的研究与应用. 宁波大学学报(理工版), 2000, 13(增刊): 141~149 (Wang Lili, Shi Shaoqiu, Chen Jiangying, et al. The investigation and application of ZWT nonlinear thermal viscoelastic constitutive relationship. *Journal of Ningbo University* (NSEE), 2000, 13(supplement): 141~149 (in Chinese))
- 王礼立, 蒋昭镛, 陈江瑛. 材料微损伤在高速变形过程中的演化及其对率型本构关系的影响. 宁波大学学报(理工版), 1996, 9(3): 47~55 (Wang Lili, Jiang Shaobiao, Chen Jiangying. Micro-damage evolution in high velocity deformation and its influence on rate-dependent constitutive relation of material. *Journal of Ningbo University* (NSEE), 1996, 9(3): 47~55 (in Chinese))
- Budiansky B, O'Connell RJ. Elastic moduli of a cracked solid. *International Journal of Solids and Structures*, 1976, 12: 81~97
- Mackenzie JH. The elastic contents of a solid containing spherical holes. *Proceedings of the Physical Society*, 1950, 63B: 2~10
- Needleman A, Tvergaard V. An analysis of ductile rupture in notched bars. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 1984, 32: 461~490
- 高文学. 岩石动态响应物性及损伤模型研究. [博士学位论文]. 北京: 北京理工大学, 1996 (Gao Wenxue. The response and damage model of rocks under dynamic loading. [Ph D Thesis]. Beijing: Beijing Institute of Technology, 1996 (in Chinese))
- 黄筑平, 杨黎明, 潘客麟. 材料的动态损伤. 力学进展, 1993, 24(4): 433~467 (Huang Zhuping, Yang Liming, Pan Kelin. The dynamic damage of material. *Advances in Mechanics*, 1993, 24(4): 433~467 (in Chinese))
- Colantonio I, Stainier L. Numerical integration of viscoplastic constitutive equations for porous materials. In: Desideri J-A, Le Tallec P, Onate E, et al eds. Numerical Methods in Engineering'96. Wiley Pubs, 1996: 28~34
- 王道荣. 高速侵彻现象的工程分析方法和数值模拟研究. [博士学位论文]. 合肥: 中国科学技术大学, 2002 (Wang Daorong. Study on engineering analytical model and numerical simulation on hypervelocity penetration. [Ph D Thesis]. Hefei:

- University of Science and Technology of China, 2002 (in Chinese))
- 19 Wu XR, Carlsson AJ. Weight Function and Stress Intensity Factor Analysis. 1st edition. Pergamon Press, 1991
- 20 John R. Mixed mode fracture of concrete subjected to impact loading. [Ph D Thesis]. Northwestern University, Evanston IL, 1988
- 21 Lamabert DE, Ross CA. Strain rate effects on dynamic fracture and strength. *Internal Journal of Impact Engineering*, 2000, 24: 985~998
- 22 Tandon S, Faber KT. Effects of loading rate on the fracture of cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 1999, 29: 397~406
- 23 Holmquist TJ, Johnson GR, Cook WH. A computation constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates, and high pressures. In: 14th International Symposium on Ballistics Québec, Canada, 26~29 September 1993. 591~600
- 24 Grady DE. Experimental analysis of spherical wave propagation. *Geophysical Research*, 1973, 78(8): 1299~1307

INVESTIGATION ON IMPACT BEHAVIOR OF CONCRETE¹⁾

Ning Jianguo²⁾ Shang Lin Sun Yuanxiang

(State Key Laboratory of Explosion Science and Technology, Beijing Institute of Technology, Beijing 100081, China)

Abstract This paper presents two damage constitutive models, namely, the damage visco-elastic constitutive model and the coupled constitutive model of damage and plasticity, to describe the impact behavior of concrete. A comparison between the model prediction and the experimental results shows that the damage visco-elastic constitutive model is not adequate to describe the plastic deformation in concrete, with increase of impact velocity. The damage constitutive model coupled with plasticity accounts for such effects as modulus degradation due to micro-cracking, the increase of bulk modulus and plastic strain due to micro-voids collapse. Therefore, it describes very well the impact behavior of concrete subjected to shock loading.

Key words concrete, light gas gun, impact behavior, damage evolution, dynamic constitutive model

Received 13 April 2005, revised 14 June 2005.

1) The project supported by the National Natural Science Foundation of China (90305018).

2) E-mail: jgning@bit.edu.cn