

文章编号: 1006-9941(XXXX)XX-0001-14

局部爆炸荷载作用下浅埋防护工事支撑结构层的动力分析方法

陈力, 刘思嘉

(东南大学 爆炸安全防护教育部工程研究中心, 江苏 南京 211189)

摘要: 为解决浅埋成层式工事中分配层受限所导致的爆炸荷载高度局部化问题, 提出了一种可考虑荷载局部化特征的等效单自由度动力分析方法, 用于支撑结构层顶板的响应评估。基于选取的振型函数与能量等效原理, 建立了结构在弹性与塑性响应阶段的动力系数计算方法, 并通过有限元模拟验证其有效性。结果表明, 均布荷载下的静挠曲线仍可作为局部荷载作用下的振型函数, 误差在可接受范围内。若将局部荷载按等冲量原则简化为均布荷载进行设计, 结构最大位移可能被严重低估, 误差最高可达 9.7 倍。在结构塑性响应阶段, 结构抗力动力系数与塑性变形程度呈负相关, 塑性变形发展越充分, 结构对爆炸荷载的抵抗能力越强。荷载总作用时间与结构自振频率的乘积对结构的响应影响显著: 当该乘积小于等于 1 时, 结构响应受冲量主导; 当其接近 10 时, 适度延长升压时间有利于结构承受更大的爆炸荷载; 当该乘积大于等于 50 时, 延长升压时间的增益效果趋于饱和。该方法能有效刻画浅埋工事支撑结构层在局部爆炸荷载下的动力响应特征, 为相关防护结构的抗爆设计提供理论依据。

关键词: 抗爆结构; 成层式; 支撑结构层; 局部荷载; 动力系数; 抗爆设计

中图分类号: TJ55; TU928

文献标志码: A

DOI: 10.11943/CJEM2025084

0 引言

成层式工事是一种适应常规武器高精度、高威力发展的防护结构^[1], 主要由遮弹层、分配层以及支撑结构层组成。遮弹层通常采用钢筋混凝土^[2]、块石^[3-6]、钢纤维混凝土^[7-8]等高强材料, 以抵抗武器战斗部的冲击侵彻, 并迫使其在该层爆炸。分配层则由低波阻抗材料构成, 如松散砂土^[2]、泡沫混凝土^[9-12]、泡沫陶瓷空壳颗粒材料^[13-14]等, 主要功能是消波和均布化爆炸荷载, 其厚度直接影响支撑结构层所受荷载的均匀性^[2]。

随着战斗部爆炸威力提升, 所需的分配层厚度也不断增加^[15], 对工事埋深提出更高要求。然而, 在高地下水位、岛礁、滩涂等特殊地质条件下, 成层式工事

不得不采用浅埋方式, 导致分配层厚度严重受限, 爆炸荷载在支撑结构层上的分布呈现显著局部化特征。尤其是近年来随着新型消波材料^[16-19]以及新型组合结构^[11-13, 20-23]的应用, 分配层设计厚度进一步趋薄, 局部荷载问题更加突出。而现有设计规范^[24]普遍采用等效均布荷载的方法, 难以准确反映局部化荷载作用, 存在显著误差, 亟需发展能够考虑高度局部化爆炸荷载的动力分析方法。

现行规范^[24]采用 Biggs 于 1964 年提出的等效单自由度 (Single degree of freedom, SDOF) 分析方法^[25], 因其简单且能快速预测结构构件的动力响应, 被广泛应用于抗爆设计^[24-27]。该方法假设结构构件在均布爆炸荷载作用下发生弯曲变形, 适用于中远距离爆炸情形, 其准确性已被大量文献^[25-29]证实。但在近距离爆炸条件下, 荷载分布不均匀导致构件响应模式变化, 局部损伤 (如混凝土的剥落和震塌) 以及剪切响应 (直剪或斜剪破坏) 显著, 等效 SDOF 方法会产生较大误差^[30-33]。为改进分析精度, Wang 等^[34]基于虚功等效思想考虑了荷载的局部化特征, 但其未能反映冲量的真实分布。Nagata 等^[35]基于实测数据提出指数型分布函数, 改进 SDOF 模型以评估 RC 梁在近爆荷

收稿日期: 2025-04-29; 修回日期: 2025-06-03

网络出版日期: 2025-07-09

基金项目: 国家自然科学基金资助 (52378487, 52378488)

作者简介: 陈力 (1982-), 男, 博导, 主要从事防护工程、抗爆结构方面的研究。e-mail: li.chen@seu.edu.cn

通信联系人: 刘思嘉 (1998-), 男, 博士研究生, 主要从事抗爆结构方面的研究。e-mail: 17801121102@163.com

引用本文: 陈力, 刘思嘉. 局部爆炸荷载作用下浅埋防护工事支撑结构层的动力分析方法[J]. 含能材料, DOI:10.11943/CJEM2025084.

CHEN Li, LIU Si-jia. Dynamic Analysis Method for Supporting Structural Layers in Shallow-Buried Fortifications under Localized Blast Loads[J]. Chinese Journal of Energetic Materials (Hanneng Cailiao), DOI:10.11943/CJEM2025084.

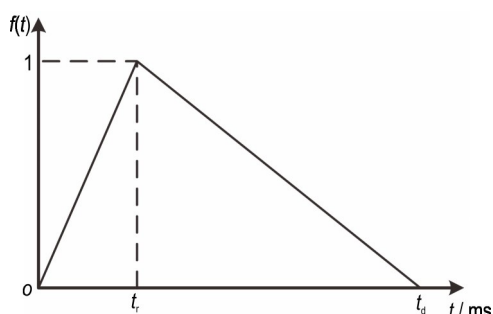
载作用下的位移响应,但相较试验结果仍略有高估。He等^[36]则采用以比例爆距为自变量的经验公式描述近爆荷载分布,提出更符合实测数据的等效荷载系数。Wei等^[37]进一步引入材料硬化/软化、应变率效应及箍筋约束影响,提高了预测精度。此外,Grisaro^[38]采用Pannel等^[39]建议的以入射角为自变量的拟合公式描述近爆荷载分布,以推导等效均布荷载,并通过多自由度模型进行了验证。

综上所述,现有研究主要聚焦于空中近爆荷载的非均匀性建模与修正,适用于空中自由场爆炸直接作用结构的情形。但对于地下结构中经由分配层传递的复杂荷载特征,其适用性尚需进一步探讨。此外,在浅埋工事中虽然分配层厚度受限导致爆炸荷载局部化,但在抑制混凝土剥落和剪切破坏方面仍具积极作用,配筋设计也能保证支撑结构层以弯曲响应为主。因

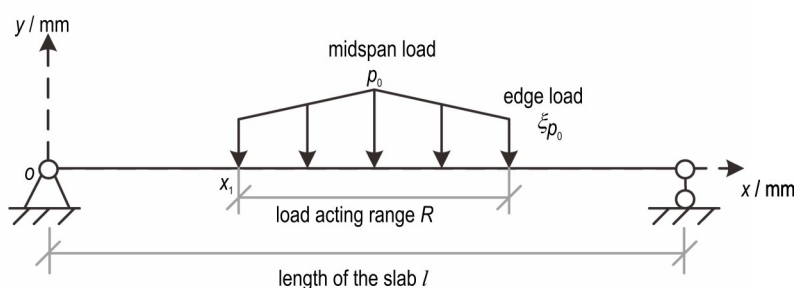
此,若能在等效SDOF方法框架下合理引入局部化爆炸荷载的影响,将显著提高支撑结构层的动力分析精度。本文以浅埋成层式工事的支撑结构顶板为研究对象,基于等效SDOF方法,推导了结构在局部爆炸荷载作用下弹性以及塑性响应阶段的动力系数,并进行验证与参数分析,为相关工程设计提供理论支持。

1 爆炸荷载的局部化特征

直接命中的常规武器通常侵彻遮弹层并在其中爆炸,产生向外扩散的压缩波。该波经过遮弹层和分配层传递至支撑结构顶板时,已转变为具有一定升压时间的压缩波^[40],如图1a所示。为简化分析,本文将支撑结构层顶板简化为两端简支的单向板,其净跨长度为 l (单位:mm), x 轴与长度方向重合。



a. the variation of blast load with time



b. the variation of blast load with space

图1 典型局部爆炸荷载

Fig.1 Typical localized blast load

鉴于爆炸产生的压缩波并非平面扩散,传递至顶板各点位置的爆炸荷载表现出明显的局部化特征,即顶板不同区域所受荷载峰值及时程的不均匀分布。本文将局部爆炸荷载表示为 $P(t)=f(t)p(x)$,其中 $f(t)$ 描述爆炸荷载随时间的变化规律,而 $p(x)$ 描述爆炸荷载随空间的变化规律。

1.1 荷载随时间变化规律

考虑到爆炸荷载作用范围较为局部,且压缩波传播速度较快,通常可以认为到达各点位置的时间相差不大^[40]。因此,可假设作用于顶板各点位置上的压缩波荷载同时到达,且作用时间相同:

$$f(t) = \begin{cases} t/t_r & 0 \leq t \leq t_r \\ (t - t_d)/(t_r - t_d) & t_r < t \leq t_d \end{cases} \quad (1)$$

式中, t_r 为升压时间,ms; t_d 为总作用时间,ms。

1.2 荷载随空间变化规律

大量研究表明^[40],当爆炸中心的投影点位于顶板

中心时,对支撑结构的弯曲响应具有最显著的不利影响。因此,本文选取该工况作为代表性极端情形进行分析。大量试验及数值模拟^[41-43]表明,该极端情形下作用于顶板的爆炸荷载近似三角形分布,如图1b所示。因此,假设爆炸荷载作用范围 R (单位:mm)关于顶板跨中对称($0 \leq R/l \leq 1$),其左侧边界离左端支座距离为 x_1 (单位:mm)。荷载在跨中处达到峰值 p_0 (单位:MPa),并在其余作用范围内沿位置线性衰减至边缘处的最小峰值 ξp_0 ($0 \leq \xi \leq 1$)。则顶板上的爆炸荷载随空间的变化规律可表示为:

$$p(x) = \begin{cases} p_1(x) = 0 & 0 \leq x \leq x_1 \\ p_2(x) = \xi p_0 b + \frac{(x - x_1)(1 - \xi)p_0 b}{l/2 - x_1} & x_1 < x \leq \frac{l}{2} \end{cases} \quad (2)$$

式中, b 为板的有效宽度,mm; l 为板净跨,mm。

2 顶板等效单自由度体系的建立

在明确了作用于顶板上的爆炸荷载后,通过动力分析可以获取顶板随时间变化的动态响应参数,为支撑结构层的设计提供依据。严格而言,顶板为无限自由度体系,自由度数量越多,动力分析则越复杂,通常需要借助数值分析方法,如有限元方法^[26, 40]。这在工程实践中应用难度较大,因此,在工程设计中,通常将具有无限自由度的实际结构构件简化为等效 SDOF 体系进行分析。

2.1 振型函数计算方法

在等效 SDOF 分析中,通过假设一个不变的振型函数将构件的跨中位移与所有自由度相关联^[25-26, 40]。这种情况下顶板的整体动力响应即可由跨中位移时程唯一表达,即将真实结构转变为单自由度体系。当构件处于弹性响应阶段,振型函数通常取爆炸荷载作为静荷载作用下的静挠曲方程;当构件处于塑性响应阶段,则构件的变形主要集中在塑性铰处,振型函数推荐取为由塑性铰连接的直线段组成的挠曲线,单个塑性铰对应典型的双刚片曲线。

因此,顶板弹性响应阶段的振型函数计算步骤如下:

1) 根据爆炸荷载随空间的变化规律,将其作为静载作用在顶板上,由结构力学确定顶板上的弯矩分布 $M(x)$;

2) 由材料力学方程 $\gamma''(x)=M(x)/EI$ 求解顶板的静挠曲线方程 $\gamma(x)$ (挠曲线分为两段 $\gamma_1(x)$ 和 $\gamma_2(x)$), 求解的边界条件为 $\gamma(0)=0$; $\gamma_1'(x_1)=\gamma_2'(x_1)$ 且 $\gamma_1(x_1)=\gamma_2(x_1)$; $\gamma_2'(l/2)=0$;

3) 由振型函数 $X(x)=\gamma(x)/\gamma(l/2)$ 计算如公式(3)所示。

$$X(x) = \begin{cases} X_1(x) & 0 \leq x \leq x_1 \\ X_2(x) & x_1 < x \leq l/2 \end{cases} \quad (3)$$

式中, $X_1(x)=\{[(-120-40\xi)x_1^2+(120\xi+40)lx_1+(30\xi+50)l^2-80x^2(1+\xi)]x\}/\{(-32\xi-8)x_1^3+(-12\xi-8)lx_1^2+(36\xi+14)l^2x_1+(9\xi+16)l^3\}$; $X_2(x)=\{[(-128-32\xi)x_1^5+80lx_1^4\xi+(640\xi+320)(xl-x^2)x_1^3-480\xi(l^2x-lx^2)x_1^2+(-160l^3x+320lx^3-160x^4)x_1+(30\xi+50)l^4-80(1+\xi)x^2l^2+80\xi lx^3-32x^4(\xi-1)]x\}/\{(l-2x_1)^2[-32\xi-8)x_1^3-(12\xi+8)lx_1^2+(36\xi+14)l^2x_1+(9\xi+16)l^3]\}$ 。

当顶板处于塑性响应阶段,其振型函数为:

$$\bar{X}(x) = \frac{x}{l/2} \quad 0 \leq x \leq l/2 \quad (4)$$

2.2 等效系数计算方法

在顶板转化为单自由度体系后,根据能量原理,通过等效系数进一步将单自由度体系转化为等效体系。在乘以等效系数后,实际顶板中的动载、质量与等效体系中的动载、质量相等。文献[25-26, 40]给出了等效系数的推导公式:

$$K_L = \frac{\int_0^l p(x)X(x)dx}{\int_0^l p(x)dx} \quad (5)$$

$$K_M = \frac{1}{l} \int_0^l X^2(x)dx \quad (6)$$

式中, K_L 为等效荷载系数; K_M 为等效质量系数; 定义弹性响应阶段的质量荷载系数 $K_{ML}=K_M/K_L$ 。

当顶板进入塑性响应阶段时, $\bar{K}_M$ 和 $\bar{K}_L$ 分别为塑性响应阶段的等效质量系数和等效荷载系数, 将公式(5)、(6)中弹性响应阶段的振型函数 $X(x)$ 替换为塑性响应阶段的振型函数 $\bar{X}(x)$ 后即可计算得到。由此得 $\bar{K}_L$ 、 $\bar{K}_M$ 和质量荷载系数 $\bar{K}_{ML}$ 分别为:

$$\bar{K}_L = \frac{(l+4x_1)\xi+2l+2x_1}{3(1+\xi)l} \quad (7)$$

$$\bar{K}_M = \frac{1}{3} \quad (8)$$

$$\bar{K}_{ML} = \frac{\bar{K}_M}{\bar{K}_L} = \frac{(1+\xi)l}{(l+4x_1)\xi+2l+2x_1} \quad (9)$$

2.3 等效体系运动微分方程

根据达朗贝尔原理, 等效体系运动微分方程^[25-26, 40]为:

$$K_{ML}My''(t) + R = P_m f(t) \quad (10)$$

式中, y 为顶板跨中位移, mm; M 为顶板的总质量, kg; P_m 为爆炸荷载最大值, N; R 为顶板的抗力, N。由于顶板为两边简支的单向板, 可视为理想弹塑性体系, 在弹性响应阶段, $R=Ky(t)$ (K 为顶板的抗弯刚度, $N \cdot mm^{-1}$); 在塑性响应阶段, $R=R_m$ (R_m 为顶板最大抗力, N)。

当顶板所处的响应阶段不同, 其等效系数以及抗力表达式均不同, 导致式(10)不同。因此, 以下将分阶段求解等效体系的运动微分方程。

3 弹塑性响应阶段动力分析

3.1 弹性响应阶段

等效体系的运动微分方程在弹性阶段^[40]可写为:

$$K_{ML}My''(t) + Ky(t) = P_m f(t) \quad (11)$$

根据杜哈梅积分^[44]可求解该方程, 对于初始静止的顶板, 其解为:

$$y(t) = \frac{P_m \omega}{K} \int_0^t f(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (12)$$

$$K(\theta) = \begin{cases} \frac{\theta - \sin \theta}{\theta_r} \\ \frac{\theta_d \sin(\theta - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \sin \theta - \theta_r(\theta - \theta_d)}{\theta_r(\theta_d - \theta_r)} \\ \frac{\theta_d \sin(\theta - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \sin \theta - \theta_r \sin(\theta - \theta_d)}{\theta_r(\theta_d - \theta_r)} \end{cases}$$

式中, $\theta = \omega t$, $\theta_r = \omega t_r$, $\theta_d = \omega t_d$ 。

求得 $K(\theta)$ 的最大值 K_d 即可得到顶板的跨中最大动位移, 本文将 K_d 定义为位移动力系数, 表示爆炸荷载对结构作用的动力效应。在明确爆炸荷载的升压时间 t_r 和总作用时间 t_d 后, θ_r 和 θ_d 已知, 求得式(13)分段函数中的最大值即为位移动力系数 K_d 。

3.2 塑性响应阶段

若顶板进入塑性响应阶段, 则抗力表达式相应发生改变。在顶板的弹性响应阶段, 即顶板跨中位移 $y \leq y_e$ 时 (y_e 为顶板跨中弹性极限位移, mm)^[40]:

$$K_{ML}My''(t) + Ky(t) = P_m f(t) \quad (14)$$

在顶板的塑性响应阶段, 即顶板跨中位移满足 $y_e < y < y_m$ 时 (y_m 为顶板跨中的极限位移, mm)^[40]:

$$\bar{K}_{ML}My''(t) + R_m = P_m f(t) \quad (15)$$

塑性响应阶段的初始条件为弹性阶段的终止条件。类似于弹性阶段的位移动力系数 K_d , 定义塑性阶段的抗力动力系数 $K_h = R_m / P_m$ 。为得到抗力动力系数 K_h , 关键在于求解式(14)、(15), 以下将详细说明求解步骤。

在 $t = t_e$ 时刻, 顶板跨中位移达到弹性极限位移 y_e , 弹性响应阶段结束, 由式(14)可得此时顶板跨中的位移和速度分别为式(16)和式(17)所示:

$$y(t_e) = \frac{P_m \omega}{K} \int_0^{t_e} f(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau = y_e = \frac{R_m}{K} = C_2 \quad (16)$$

$$y'(t_e) = \frac{P_m \omega^2}{K} \int_0^{t_e} f(\tau) \cos \omega(t - \tau) d\tau = C_1 \quad (17)$$

根据抗力动力系数的定义, 式(16)可改写为:

$$K_h = \omega \int_0^{t_e} f(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (18)$$

在 $t = t_m$ 时刻, 顶板跨中位移达到最大动位移 y_m , 此

式中, ω 为等效体系的自振频率, s^{-1} ; $\omega = \sqrt{K/K_{ML}M}$ 。

式(12)中 P_m/K 的物理含义为将爆炸荷载峰值作为静荷载作用在顶板上的跨中静位移。因此, 将式(12)两边同时除以该因子, 再将式(1)代入后可得到位移动力函数的具体表达式:

$$\begin{aligned} 0 &\leq \theta \leq \theta_r \\ \theta_r &< \theta \leq \theta_d \\ \theta &> \theta_d \end{aligned} \quad (13)$$

时体系速度为 0。由式(15)可得此时体系的速度和位移分别为式(19)和式(20)所示:

$$y'(t_m) = \frac{P_m}{\bar{K}_{ML}M} \left[\int_{t_e}^{t_m} f(\tau) d\tau - K_h(t_m - t_e) \right] + C_1 = 0 \quad (19)$$

$$y(t_m) = \frac{P_m}{\bar{K}_{ML}M} \left[\int_{t_e}^{t_m} \int_{t_e}^{\tau} f(\tau) d\tau d\tau - \frac{K_h(t_m - t_e)^2}{2} \right] + C_1(t_m - t_e) + C_2 = y_m \quad (20)$$

引入延性比 $\beta = y_m / y_e$ 后, 式(20)改写为(21):

$$\beta = \frac{K_{ML}\omega^2}{\bar{K}_{ML}K_h} \left[\int_{t_e}^{t_m} \int_{t_e}^{\tau} f(\tau) d\tau d\tau - \frac{K_h(t_m - t_e)^2}{2} \right] + \frac{C_1 K(t_m - t_e)}{R_m} + 1 \quad (21)$$

由此可求得抗力动力系数 K_h 与延性比 β 之间的关系。而在以上推导过程中, 方程表达式过于复杂, 无法得到解析解, 因此 K_h 与 β 的关系只能根据数值方法求解: 首先给定 t_e , 根据式(18)求解 K_h , 再根据式(17)求解 C_1 , 之后根据式(19)求解 t_m , 最后根据式(21)求解 β 。得到结果后再检验 $\beta \geq 1$ 。

顶板局部爆炸荷载随时间变化规律 $f(t)$ 在不同时间范围内表达式不同, 因此求解时需对 t_e 、 t_m 所处的范围分段进行讨论。根据 t_e 、 t_m 、 t_r 、 t_d 的大小关系, 可分为 6 种情况 (如图 2 所示), 为方便后续讨论, 令 $\theta = \omega t$, $\theta_r = \omega t_r$, $\theta_d = \omega t_d$, $\theta_e = \omega t_e$, $\theta_m = \omega t_m$ 。表 1 至 3 给出了各种情况所对应的推导过程式。

4 动力分析方法的验证

本研究基于 ABAQUS 软件平台, 建立一支撑结构顶层板有限元模型, 并施加局部爆炸荷载以验证所提出的动力分析方法的准确性。

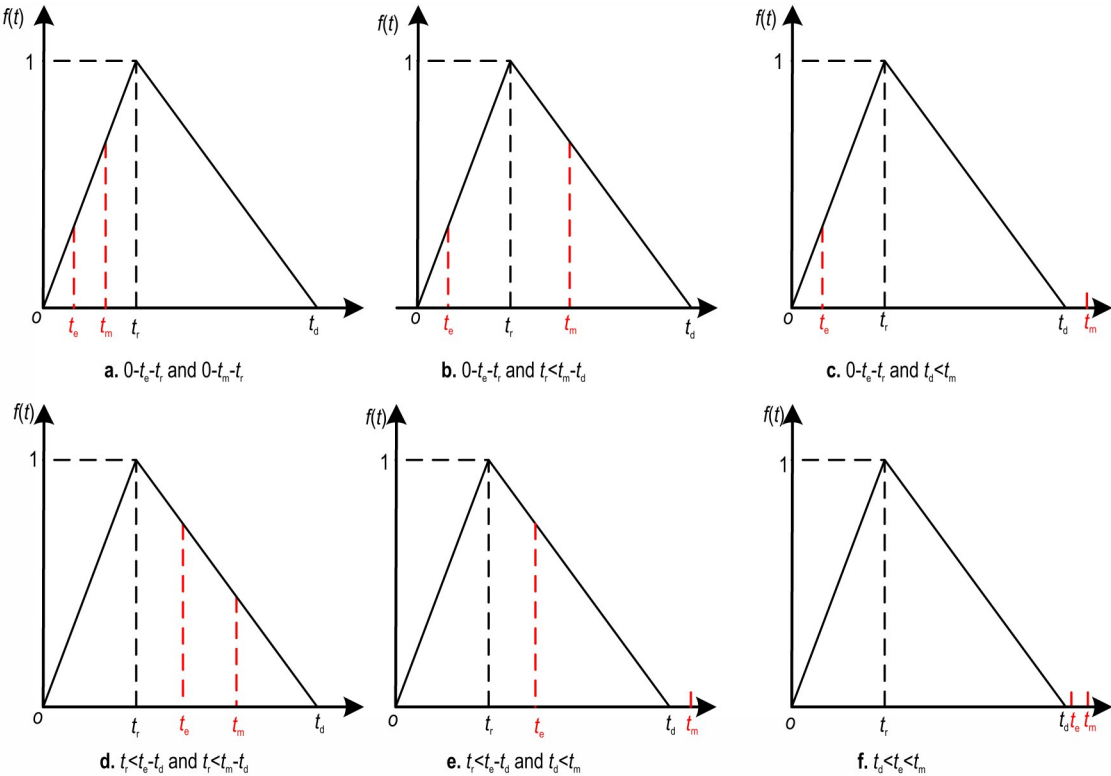


图2 t_e 、 t_m 所处范围

Fig.2 The range of t_e and t_m

表1 $0 \leq t_e \leq t_r$ 时的推导过程式

Table 1 Derivation process for the time interval $0 \leq t_e \leq t_r$

range of t_m	$0 \leq t_m \leq t_r$	$t_r < t_m \leq t_d$	$t_d < t_m$
eq. (18)	$K_h = \frac{\theta_e - \sin \theta_e}{\theta_r}$		
eq. (17)	$C_1 = \frac{P_m}{K} \cdot \frac{1 - \cos \omega t_e}{t_r}$		
eq. (19)	$\frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML}} \left[\frac{\theta_m^2 - \theta_e^2}{2\theta_r} - K_h(\theta_m - \theta_e) \right] + \frac{1 - \cos \theta_e}{\theta_r} = 0$	$\frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML}} \left[\frac{-\theta_d \theta_r^2 + (2\theta_d \theta_m + \theta_e^2 - \theta_m^2)\theta_r - \theta_d \theta_e^2}{2\theta_r(\theta_d - \theta_r)} - K_h(\theta_m - \theta_e) \right] + \frac{1 - \cos \theta_e}{\theta_r} = 0$	$\frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML}} \left[\frac{\theta_r \theta_d - \theta_e^2}{2\theta_r} - K_h(\theta_m - \theta_e) \right] + \frac{1 - \cos \theta_e}{\theta_r} = 0$
eq. (21)	$\beta = \frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML} K_h} \left[\frac{\theta_m^3 - \theta_e^3 - 3\theta_e^2(\theta_m - \theta_e)}{6\theta_r} - \frac{K_h(\theta_m - \theta_e)^2}{2} + \frac{(\theta_m - \theta_e)(1 - \cos \theta_e)}{K_h \theta_r} + 1 \right]$	$\beta = \frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML} K_h} \left[\frac{\theta_d \theta_e^2(2\theta_e - 3\theta_m) + (\theta_d \theta_r^2 - 3\theta_d \theta_m \theta_r)}{6\theta_r(\theta_d - \theta_r)} + \frac{3\theta_d \theta_m^2 - 2\theta_e^3 + 3\theta_e^2 \theta_m - \theta_m^3}{2\theta_r} - \frac{K_h(\theta_m - \theta_e)^2}{2} + \frac{(\theta_m - \theta_e)(1 - \cos \theta_e)}{K_h \theta_r} + 1 \right]$	$\beta = \frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML} K_h} \left[\frac{\theta_r \theta_d(3\theta_m - \theta_d - \theta_r) - 3\theta_e^2 \theta_m + 2\theta_e^3}{6\theta_r} - \frac{K_h(\theta_m - \theta_e)^2}{2} + \frac{(\theta_m - \theta_e)(1 - \cos \theta_e)}{K_h \theta_r} + 1 \right]$

4.1 有限元模型建立

该顶板的几何尺寸如图3所示,长度为27 m,宽度为9 m,厚度为1.5 m。混凝土强度等级为C40,钢筋采用HRB400级钢筋,配筋为 $\varnothing 25@100$ 。由于长宽比大于等于3,可将其视为单向板进行分析,沿短边方向传递弯矩,其有效跨度为9 m。

单向板在另一方向长度远大于板厚,因此可视为平面应力问题,将三维问题视为二维问题进行简化求解,有限元模型如图4所示,跨度设置为9000 mm,厚度设置为1500 mm。混凝土材料本构模型采用损伤塑性模型(Concrete Damaged Plasticity, CDP),参数如表4所示,其中混凝土强度参数根据《混凝土结构设计

表 2 $t_r \leq t_e \leq t_d$ 时的推导过程式

Table 2 Derivation process for the time interval $t_r \leq t_e \leq t_d$

range of t_m	$t_r < t_m \leq t_d$	$t_d < t_m$
eq. (18)	$K_h = \frac{\theta_d \sin(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \sin \theta_e - \theta_r(\theta_e - \theta_d)}{\theta_r(\theta_d - \theta_r)}$	
eq. (17)	$C_1 = \frac{P_m}{K} \cdot \frac{t_d \cos \omega(t_e - t_r) + (t_r - t_d) \cos \omega t_e - t_r}{t_r(t_d - t_r)}$	
eq. (19)	$\frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML}} \left[\frac{(\theta_m - \theta_e)(\theta_m + \theta_e - 2\theta_d)}{2(\theta_r - \theta_d)} - K_h(\theta_m - \theta_e) \right] + \frac{\theta_d \cos(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \cos \theta_e - \theta_r}{\theta_r(\theta_d - \theta_r)} = 0$	$\frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML}} \left[\frac{(\theta_d - \theta_e)^2}{2(\theta_d - \theta_r)} - K_h(\theta_m - \theta_e) \right] + \frac{\theta_d \cos(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \cos \theta_e - \theta_r}{\theta_r(\theta_d - \theta_r)} = 0$
eq. (21)	$\beta = \frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML} K_h} \left[\frac{(\theta_e - \theta_m)^2 (3\theta_d - 2\theta_e - \theta_m)}{6(\theta_d - \theta_r)} - \frac{K_h(\theta_m - \theta_e)^2}{2} \right] + \frac{(\theta_m - \theta_e) [\theta_d \cos(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \cos \theta_e - \theta_r]}{K_h \theta_r(\theta_d - \theta_r)} + 1$	$\beta = \frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML} K_h} \left[\frac{(\theta_d - \theta_e)^2 (\theta_d + 2\theta_e - 3\theta_m)}{6(\theta_r - \theta_d)} - \frac{K_h(\theta_m - \theta_e)^2}{2} \right] + \frac{(\theta_m - \theta_e) [\theta_d \cos(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \cos \theta_e - \theta_r]}{K_h \theta_r(\theta_d - \theta_r)} + 1$

表 3 $t_d < t_e$ 时的推导过程式

Table 3 Derivation process for the time interval $t_d < t_e$

range of t_m	$t_d < t_m$
eq. (18)	$K_h = \frac{\theta_d \sin(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \sin \theta_e - \theta_r \sin(\theta_e - \theta_d)}{\theta_r(\theta_d - \theta_r)}$
eq. (17)	$C_1 = \frac{P_m}{K} \cdot \frac{t_d \cos \omega(t_e - t_r) + (t_r - t_d) \cos \omega t_e - t_r \cos \omega(t_e - t_d)}{t_r(t_d - t_r)}$
eq. (19)	$\frac{K_{ML} K_h (\theta_e - \theta_m)}{\bar{K}_{ML}} + \frac{\theta_d \cos(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \cos \theta_e - \theta_r \cos(\theta_e - \theta_d)}{\theta_r(\theta_d - \theta_r)} = 0$
eq. (21)	$\beta = \frac{K_{ML}}{\bar{K}_{ML} K_h} \left[\frac{-K_h(\theta_m - \theta_e)^2}{2} \right] + \frac{(\theta_m - \theta_e) [\theta_d \cos(\theta_e - \theta_r) + (\theta_r - \theta_d) \cos \theta_e - \theta_r \cos(\theta_e - \theta_d)]}{K_h \theta_r(\theta_d - \theta_r)} + 1$

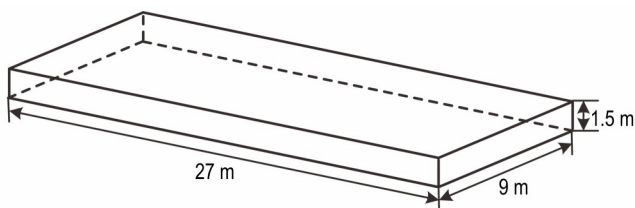


图 3 平面顶板几何尺寸

Fig.3 Geometric dimensions of the flat slab

计规范》GB50010-2010^[45]中规定的轴心抗拉和抗压强度标准值取值,其余参数依据文献[46]取值。采用平面应力单元(CPS4R)进行离散,网格尺寸为 50 mm;钢材采用理想弹塑性模型描述,材料本构参数如表 5 所示,采用桁架单元(T2D2)进行离散,单元截面积设置为 4.909,网格尺寸为 50 mm。钢筋与混凝土的共同作用采用 Embedded region 模拟。同时将两端线与各自中心点进行耦合,在两端中心点设置简支边界,一端

限制 X、Y 轴方向的位移,另一端限制 Y 轴方向的位移。在板上方施加局部荷载,为探究理论计算方法对不同作用范围的局部荷载的适用性,分别设置荷载作用范围为 2700 mm ($R/l=0.3$)、4500 mm ($R/l=0.5$)、6300 mm ($R/l=0.7$)以及 8100 mm ($R/l=0.9$),边缘荷载大小设置为 0($\xi=0$)。跨中荷载的大小、荷载的升压时间及总作用时间根据设计工况确定。

4.2 等效系数计算方法的验证

首先对顶板进行频率分析,以验证等效系数计算方法的准确性。利用 ABAQUS 模态分析模块,得到板的自振频率(一阶模态)为 181.54 s^{-1} 。然而,根据第 2.2 节等效系数计算方法,并结合 $\omega = \sqrt{K/K_{ML} M}$,计算得到局部爆炸荷载作用下等效体系的自振频率分别为 468.36 s^{-1} ($R/l=0.3$ 、 $\xi=0$)、 370.75 s^{-1} ($R/l=0.5$ 、 $\xi=0$)、 311.13 s^{-1} ($R/l=0.7$ 、 $\xi=0$)及 275.46 s^{-1} ($R/l=0.9$ 、 $\xi=0$) ,

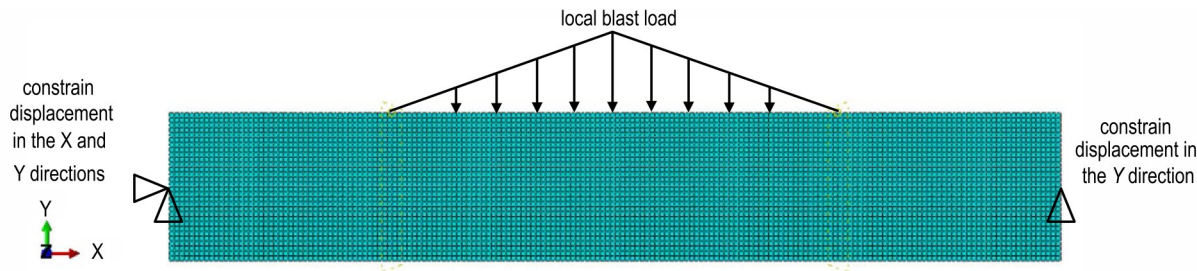


图4 有限元模型

Fig.4 Finite element model

表4 C40混凝土本构参数

Table 4 Constitutive parameters of C40 concrete

uniaxial compressive strength / MPa	uniaxial tensile strength / MPa	dilation angle / °	eccentricity	ratio of biaxial to uniaxial compressive strength	K	viscosity parameter
26.8	2.39	30	0.1	1.16	0.6667	0.0005

表5 HRB400钢材本构参数

Table 5 Constitutive parameters of HRB400 steel

density / kg·m ⁻³	elasticity modulus / MPa	poisson ratio	yield strength / MPa
7850	200000	0.3	400

这些值与模拟值的误差分别为157.99%、104.22%、71.38%及51.73%。

由于等效体系的自振频率要尽可能接近真实体系的自振频率,说明对于常规钻地武器导致的局部爆炸荷载,将动载作为静力作用时的静挠曲线形状作为振型函数的做法会导致较大误差。实际上,只有当动载的分布形式与惯性力的分布形式始终一致时,振型函数才能视为固定不变,才能将动载作为静力作用时的静挠曲线方程作为振型函数。局部荷载作用下的静挠曲线形状显然与惯性力的分布形式不一致,从而导致计算频率误差较大。

同时发现,若将均布荷载($R/l=1$ 、 $\xi=1$)下的等效质量荷载系数代入式子 $\omega = \sqrt{K/K_{ML}M}$,计算得到的等效体系自振频率为 185.37 s^{-1} ,反而与数值结果基本吻合,误差为2.11%。说明将均布荷载作为静力作用下

的静挠曲线方程作为振型函数,计算得到的自振频率具有更高的精度。因此,虽然真实体系在跨中承受局部爆炸荷载,但在工程设计时振型函数也应取均布荷载作用下的静挠曲线方程,等效系数取均布荷载作用下计算得到的等效系数($K_{ML}=0.7873$ 、 $\bar{K}_{ML}=0.6667$)。

4.3 位移动力系数计算方法的验证

对顶板进行弹性动力分析,以验证位移动力系数 K_d 计算方法的准确性。设计的局部荷载工况中固定 $\theta_r=2.5$ 和 $\theta_d=5$ 。同时,为保证板一直处于弹性响应阶段,所有工况的跨中荷载均取为 $p_0=0.1\text{ MPa}$ 。

由于板的自振频率为 181.54 s^{-1} ,因此所有工况下的荷载作用总时间 t_d 设置为 27.54 ms ,荷载升压时间 t_r 则为 13.77 ms 。采用Dynamic, Explicit模块进行分析求得跨中最大动位移,采用Static, General模块对板施加等值静载求得对应工况下的跨中最大静位移。

数值计算工况以及对应的位移计算结果如表6所示。将跨中最大动挠度与等值静载下跨中最大挠度的比值(K_d)同样列于表6中,与按第3.1节方法计算得到的 K_d 理论值(计算过程中 K_{ML} 取 0.7873)进行对比,发现两者基本吻合,最大误差仅为1.432%,验证了位移动力系数计算的准确性。

表6 弹性响应阶段的荷载工况以及模拟结果

Table 6 Load conditions and simulated results in elastic stage

load condition	R/l	maximum midspan displacement / mm	midspan static displacement under equal static load / mm	K_d		
				simulated result	theoretical value	error / %
1	0.3	0.3521	0.2375	1.483	1.504	1.432
2	0.5	0.5685	0.3810	1.492	1.504	0.775
3	0.7	0.7574	0.5056	1.498	1.504	0.370
4	0.9	0.9135	0.6079	1.503	1.504	0.059

4.4 抗力动力系数计算方法的验证

对顶板进行弹塑性动力分析,以验证抗力动力系数 K_h 计算方法的准确性,设计的局部爆炸荷载工况中固定 $\theta_r=2.5$ 和 $\theta_d=5$ 。通过 Dynamic, Explicit 模块进行拟静力分析,得到不同局部荷载作用下板最大抗力对应的跨中荷载分别为 $p_0=0.416$ MPa($R/l=0.3$,其对应的单向板弹性极限位移 $\gamma_e=1.025$ mm)、 $p_0=0.268$ MPa($R/l=0.5$,其对应的单向板弹性极限位移 $\gamma_e=1.067$ mm)、 $p_0=0.208$ MPa($R/l=0.7$,其对应的单向板弹性极限位移 $\gamma_e=1.093$ mm)及 $p_0=0.178$ MPa($R/l=0.9$,其对应的单向板弹性极限位移 $\gamma_e=1.118$ mm)。因此为保证单

向板进入塑性阶段,设计工况的荷载峰值 p_0 固定为 0.4 MPa。

数值计算工况以及对应的跨中位移计算结果如表 7 所示。计算得到的位移与弹性极限位移的比值即为延性比 β ,最大抗力对应的跨中荷载与施加的跨中荷载比值即为抗力动力系数 K_h ,将两者同样列于表 7 中,与按第 3.2 节方法计算得到的 K_h 与 β 的理论关系(计算过程中 K_{ML} 取 0.7873, $\bar{K}_{ML}$ 取 0.6667)进行对比,如图 5 所示,发现两者基本吻合,最大误差为 12.646%,在工程设计可接受误差范围内,验证了抗力动力系数计算方法的准确性。

表 7 塑性响应阶段的荷载工况以及模拟结果

Table 7 Load conditions and simulated results in plastic response stage

load condition	R/l	maximum midspan displacement / mm	simulated result of β / mm	K_h		
				simulated result	theoretical value	error / %
5	0.3	1.801	1.758	1.040	0.975	-6.250
6	0.5	4.250	3.983	0.669	0.662	-1.067
7	0.7	6.657	6.088	0.520	0.557	7.039
8	0.9	8.784	7.854	0.444	0.500	12.646

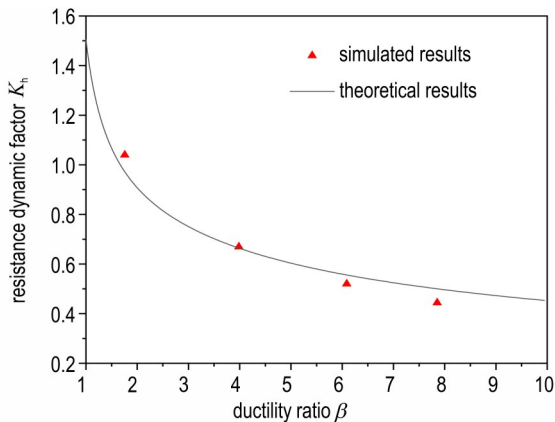


图 5 K_h 与 β 关系模拟结果与理论值对比

Fig.5 Comparison of simulated and theoretical relationships between K_h and β

5 结果与讨论

5.1 振型函数的选取

UFC-3-340-02^[26]指出,在传统的等效 SDOF 方法中,振型函数可选取两种形式:一种是将爆炸荷载作为静荷载作用下构件的静挠曲方程,另一种是采用构件的一阶模态近似方程。该规范认为这两种选择在抗爆设计中引起的误差可忽略不计。在已有考虑近距空爆荷载不均匀性影响的研究中^[34-38],多数工作^[34-35, 37-38]

采用前者作为振型函数。因此,本文在等效系数的推导中也沿用了该方法。

然而,第 4.2.1 节的数值模拟结果表明,振型函数的选取对等效体系自振频率的计算结果差异显著。以静挠曲线为振型函数时,计算得到的等效体系的自振频率分别为 468.36 s^{-1} ($R/l=0.3, \xi=0$)、 370.75 s^{-1} ($R/l=0.5, \xi=0$)、 311.13 s^{-1} ($R/l=0.7, \xi=0$)和 275.46 s^{-1} ($R/l=0.9, \xi=0$);而采用一阶模态近似方程时,计算得到的自振频率为 185.37 s^{-1} ($R/l=1, \xi=1$ 对应于均布荷载),该值与数值模拟得到的构件一阶模态频率 181.54 s^{-1} 高度一致,说明在均布荷载作用下,构件的静挠曲线可视为构件一阶模态的良好近似。两种方法所得的频率相差较大,其对动力系数计算的影响尚无定论,因此本节将对此进行探讨。

表 6 和表 7 已经列出采用一阶模态近似方程所得的理论结果(理论计算时, ω 取 181.54 s^{-1} 、 K_{ML} 取 0.7873、 $\bar{K}_{ML}$ 取 0.6667)。下文将采用静挠曲线作为振型函数,并根据表 8 中各工况对应的 ω 、 K_{ML} 及 $\bar{K}_{ML}$ 取值重新计算理论动力系数,其与模拟值的误差也在表 8 中给出。结果显示,采用静挠曲线作为振型函数时,位移动力系数的误差绝对值范围由原先的 0.059%~1.432% 扩大至 3.996%~34.203%;抗力动力系数的误差绝对值范围也由原先的 1.067%~12.646% 上升至 17.188%~39.489%。

表8 振型函数的选取对动力系数计算的影响

Table 8 The influence of mode shape function selections on the calculation of dynamic coefficients

R/l	ω / s^{-1}	K_{ML}	$\bar{K}_{ML}$	K_d			K_h		
				simulated result	theoretical value	error / %	simulated result	theoretical value	error / %
0.3	468.36	0.5250	0.3704	1.483	0.975	-34.203	1.040	0.860	-17.287
0.5	370.75	0.5422	0.4000	1.492	1.213	-18.724	0.669	0.784	17.188
0.7	311.13	0.5622	0.4348	1.498	1.366	-8.858	0.520	0.695	33.673
0.9	275.46	0.5939	0.4762	1.503	1.443	- 3.996	0.444	0.619	39.489

这表明,在局部荷载作用下,构件振型函数的选取不当将引入显著误差,而采用均布荷载作用下构件的静挠曲线作为振型函数可获得更准确的计算结果。

5.2 支撑结构层顶板的最大位移

尽管支撑结构层顶板受到局部爆炸荷载作用,但在计算过程中所采用的等效系数与均布爆炸荷载作用时的等效系数保持一致。然而,这并不意味着局部爆炸荷载与等效后的均布荷载作用下,支撑结构层顶板的最大位移是相同的。以下将对两种爆炸荷载作用下四端简支顶板的最大位移。

按照荷载总冲量相同且荷载随时间变化规律一致的原则,将局部荷载等效为均布荷载。基于结构抗爆设计的基本原则,支撑结构层顶板在爆炸荷载作用下能够进入塑性响应阶段。因此,假设顶板受到的两种爆炸荷载具有相同的升压时间和总作用时间,但荷载的空间分布不同,且两种爆炸荷载均使顶板进入塑性响应阶段。

假设局部荷载的边缘荷载峰值与跨中荷载峰值的比值 $\xi=1$,则均布与局部爆炸荷载的荷载峰值的比值为:

$$\frac{[p_0]_u}{[p_0]_l} = \frac{R}{l} \quad (22)$$

式中, $[p_0]_u$ 为均布爆炸荷载的峰值,MPa; $[p_0]_l$ 为局部爆炸荷载的峰值,MPa。

根据抗力动力系数的概念,可得:

$$K_h p_0 = \frac{8M_{\max}}{\frac{R}{l} \left(2 - \frac{R}{l} \right) b l^2} \quad (23)$$

式中, $M_{\max}$ 为顶板跨中截面所能承受的最大弯矩, $N \cdot mm$ 。

同时,由结构力学确定 $M_{\max}$ 对应的顶板跨中弹性极限位移 γ_e :

$$\gamma_e = \frac{\left[\left(\frac{R}{l} \right)^3 - 4 \left(\frac{R}{l} \right)^2 + 8 \right] l^2 M_{\max}}{48 E l \left(\frac{R}{l} - 2 \right)} \quad (24)$$

根据式(24),可得两种爆炸荷载对应的弹性极限位移的比值:

$$\frac{[\gamma_e]_l}{[\gamma_e]_u} = \frac{\left(\frac{R}{l} \right)^3 - 4 \left(\frac{R}{l} \right)^2 + 8}{5 \left(2 - \frac{R}{l} \right)} \quad (25)$$

其中: $[\gamma_e]_l$ 为局部爆炸荷载对应的弹性极限位移,mm; $[\gamma_e]_u$ 为均布爆炸荷载对应的弹性极限位移,mm。

结合式(22)和(23),可得两种爆炸荷载对应的抗力动力系数的比值:

$$\frac{[K_h]_l}{[K_h]_u} = \frac{1}{2 - \frac{R}{l}} \quad (26)$$

其中: $[K_h]_l$ 为局部爆炸荷载对应的抗力动力系数; $[K_h]_u$ 为均布爆炸荷载对应的抗力动力系数。

由于等效系数以及荷载随时间变化规律一致,局部和均布爆炸荷载采用相同的 $K_h \sim \beta$ 关系,可按第3.2节所示的方法进行计算。再结合公式(26),可得到两种爆炸荷载作用下顶板的延性比比值 $[\beta]_l/[\beta]_u$ 。进一步地,将该比值与公式(25)相乘,即可得到两种爆炸荷载作用下顶板的最大位移比值:

$$\frac{[\gamma]_l}{[\gamma]_u} = \frac{[\beta]_l [\gamma_e]_l}{[\beta]_u [\gamma_e]_u} \quad (27)$$

图6展示了局部与均布爆炸荷载作用下顶板的最大位移比值,为方便讨论,令 $\theta_l=5$ 且 $\theta_d=10$, R/l 分别取0.1、0.3、0.5、0.7和0.9。可以看出,爆炸荷载的局部化特征越显著(R/l 越小),局部与均布爆炸荷载作用下顶板的最大位移差异越大,两者最大相差9.7倍。这表明,采用荷载总冲量相同的原则对局部荷载进行等效处理,会导致极大的误差。

5.3 抗力动力系数

理论上,抗力动力系数 K_h 与延性比 β 的关系受到典型局部爆炸荷载随时间和空间上变化规律的共同影响。然而,在第5.1节的讨论中发现,尽管真实体系在

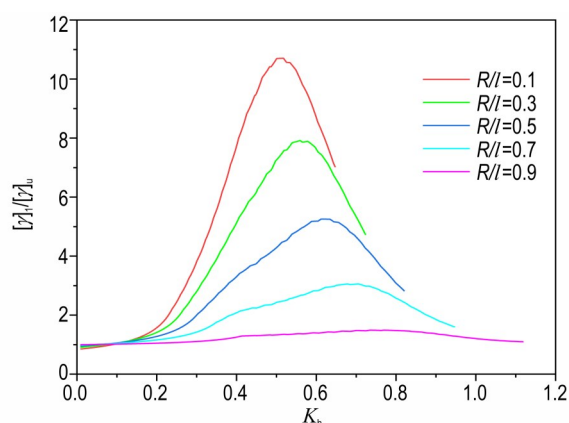


图6 局部与均布爆炸荷载作用下顶板的最大位移对比

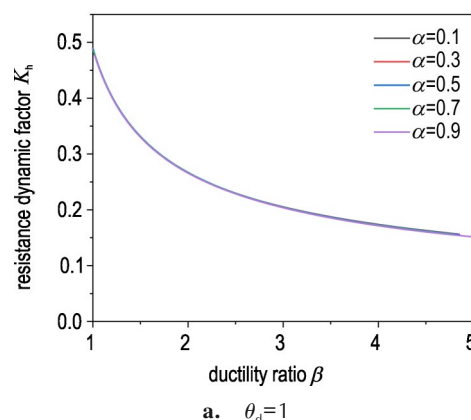
Fig.6 Comparison of maximum displacement of roof under localized and uniformly distributed blast loads

跨中承受局部荷载,但在工程设计中,主振型也应取均布荷载作用下的静挠曲线形状,等效系数也应取均布荷载作用下计算得到的等效系数。这意味着在典型局部爆炸荷载作用下,抗力动力系数 K_h 与延性比 β 的关系仅与荷载随时间的变化规律有关。因此,以下对 K_h 进行参数讨论,以阐明其影响规律。

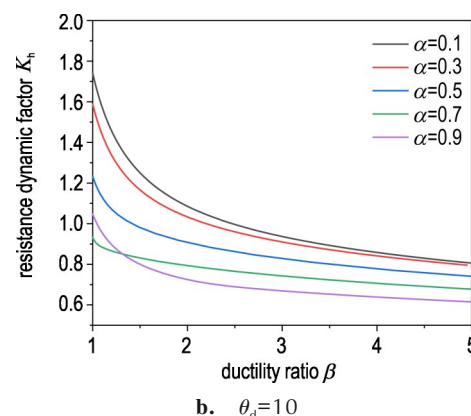
首先固定 θ_d ,分别取为1、10和50,再令 $\theta_r = \alpha\theta_d$,其中 α 取为0.1、0.3、0.5、0.7和0.9,从而得到 K_h 与 β 的一系列关系曲线。通常情况下,结构构件的允许延性比范围为1~5^[27],因此图中仅展示延性比在1~5范围内的 K_h 与 β 关系曲线,如图7a~7c所示。观察所有曲线的变化趋势,可以发现 K_h 与 β 呈负相关,结合 K_h 的定义($K_h = R_m/P_m$),这表明在结构塑性响应阶段,结构发生塑性变形的程度越大,其可承受的爆炸荷载峰值也越大。

图7a展示了 $\theta_d=1$ 时, K_h 与 β 的一系列关系曲线。结果表明,无论 α 取何值, K_h 与 β 的关系大致重合。当荷载总作用时间固定时,无论 α 取何值,荷载的总冲量保持不变。这意味着,当荷载总作用时间较短时($\theta_d \leq 1$),荷载随时间的变化规律对结构响应几乎没有影响,可视为对结构施加了一固定冲量。

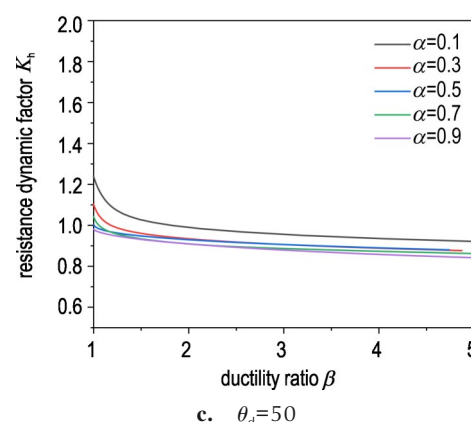
图7b展示了 $\theta_d=10$ 时, K_h 与 β 的一系列关系曲线。可以发现,荷载升压时间的存在使得 K_h 显著减小,有利于结构在发生相同塑性变形程度的情况下承受更大的爆炸荷载峰值。同时,当 $\beta \leq 1.3$ 时, α 从0.7增至0.9时, K_h 反而增加。这表明,在结构发生较小塑性变形且升压时间已足够长的情况下,进一步增加升压时间会降低结构能够承受的爆炸荷载峰值。因此,当荷载总作用时间适中时(θ_d 接近10),适当的升压时间有利于结构承受更大的爆炸荷载峰值,但升压时间的增加需适度。



a. $\theta_d=1$



b. $\theta_d=10$



c. $\theta_d=50$

图7 荷载随时间变化规律对 K_h 与 β 关系的影响规律

Fig.7 The influence of load variation with time on the relationship between K_h and β

图7c展示了 $\theta_d=50$ 时, K_h 与 β 的一系列关系曲线。当 α 超过0.3时,各 K_h 与 β 的关系曲线大致重叠。这说明当荷载总作用时间较长($\theta_d \geq 50$)时,升压时间增大至一定程度后,进一步增加升压时间对结构承受更大的爆炸荷载峰值的作用有限。

6 结论

本文以浅埋成层式工事的支撑结构层顶板为研究

对象,提出了结构在弹性以及塑性响应阶段的动力分析方法,研究成果可为浅埋支撑结构层的抗爆设计提供参考。得到的主要结论如下:

(1)虽然结构在跨中承受局部爆炸荷载,但在设计中宜将均布荷载作用下的静挠曲线形状作为主振型函数,从而计算等效系数;

(2)按照荷载总冲量相同且荷载随时间变化规律一致的原则,对局部爆炸荷载进行均布等效以设计结构的做法,会导致极大的误差。对于四端简支的情况,两种爆炸荷载作用下顶板的最大位移的差异最大可达9.7倍;

(3)当结构处于塑性响应阶段,抗力动力系数 K_d 与 β 呈负相关,结构进入塑性的程度越大,可承受的爆炸荷载峰值越大;当荷载总作用时间较短($\theta_d \leq 1$)时,相当于对结构施加一固定冲量;当荷载总时间适中(θ_d 接近10)时,适当的升压时间有利于结构承受更大的爆炸荷载峰值,但升压时间的增加需适度;当荷载总作用时间较大($\theta_d \geq 50$)时,升压时间增大至一定程度后,进一步增加升压时间对结构承受更大的爆炸荷载峰值的作用有限。

参考文献:

- [1] 王年桥. 防护结构计算原理与设计[M]. 南京:中国人民解放军理工大学工程兵工程学院, 1988:139-140.
WANG Nian-qiao. Principles and design of protective structure calculations [M]. Nanjing: The College of Engineering Corps of the PLA University of Science and Technology, 1988: 139-140.
- [2] 赵跃堂,于小存. 分层厚度对成层式结构动力响应的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, (S1):3540-3545.
ZHAO Yue-tang, YU Xiao-cun. Effect of thickness of attenuation layer on dynamic response of multilayer protective structure[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, (S1):3540-3545.
- [3] AUSTIM C F, HALSEY C C, CLODT R L. Protective antipenetration systems development [R]. Technical Report, ESL-TR-83-39 Engineering and Services Laboratory, Air Force Engineering and Services Center, Tyndall Air Force Base, FL, 1982.
- [4] ROHANI B. Shielding methodology for convention a kinetic energy weapon[R]. Technical Report SL-87-8, U S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1987.
- [5] GELMAN M D, RICCHARD B N, LTO Y M. Impact of armor-piercingprojectile into array of largr caliber boulders[R]. WES, 1987.
- [6] GELMAN M D, NELSON R B, LTO Y M. Non-normal impact of AP projectile into array of large-caliber boulders[R]. Technical Report SL-91-2, U S, Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1991.
- [7] 纪冲,龙源,万文乾,等. 钢纤维混凝土抗侵彻与贯穿特性的实验研究[J]. 爆炸与冲击, 2008, 28(2):178-185.
JI Chong, LONG Yuan, WAN Wen-qian, et al. On anti-penetration and anti-perforation characteristics of high-strength steel fiber-reinforced concrete [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2008, 28(2):178-185.
- [8] 纪冲,龙源,邵鲁中,等. 钢纤维混凝土遮弹层抗弹丸侵彻效应试验研究与分析[J]. 振动与冲击, 2009, 28(12):75-79.
JI Chong, LONG Yuan, SHAO Lu-zhong. Experimental study and analysis on anti-penetration characteristics of steel fiber reinforced concrete [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2009, 28(12):75-79.
- [9] ZHAO H L, YU H T, YUAN Y, et al. Blast mitigation effect of the foamed cement-base sacrificial cladding for tunnel structures [J]. *Construction and Building Materials*, 2015, 94: 710-718.
- [10] WANG X J, ZHANG X J, SONG L Y, et al. Mitigating confined blast response of buried steel box structure with foam concrete[J]. *Thin-Walled Structures*, 2021, 169: 108473.
- [11] 方秦,高鑫,孔祥振,等. 主体结构荷载可控的新型组合式防护结构(I):抗爆机制[J]. 爆炸与冲击, 2024, 44(11):3-15.
FANG Qin, GAO Chu, KONG Xiang-zhen, et al. A new composite protective structure based on the controllability of blast load on the structure layer (I): blast resistance mechanism [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2024, 44(11):3-15.
- [12] 方秦,高鑫,孔祥振,等. 主体结构荷载可控的新型组合式防护结构(II):影响因素及设计理念[J]. 爆炸与冲击, 2025, 45(1): 18-29.
FANG Qin, GAO Chu, KONG Xiang-zhen, et al. A new composite protective structure based on the controllability of blast load on the structure layer (II): influence factors and design concept [J]. *Explosion and Shock Waves*, 2025, 45 (1) : 18-29.
- [13] 任新见,张庆明,刘瑞朝. 成层式结构泡沫空心球分配层抗爆性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2015, 34(21): 100-104.
REN Xin-jian, ZHANG Qing-ming, LIU Rui-chao. Test for anti-blast performance of layered structures with hollow foam spheres as distribution layers [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2015, 34(21): 100-104.
- [14] 张春晓,何翔,刘国权,等. 泡沫陶瓷球壳与高黏弹沥青热压复合板材研制及其抗爆性能试验研究[J]. 工程力学, 2017, 34 (S1): 320-325.
ZHANG Chun-xiao, HE Xiang, LIU Guo-quan, et al. The development of ceramic foam spherical shell with high viscoelastic asphalt hot pressing composite plate and research on anti-knock performance test[J]. *Engineering Mechanics*, 2017, 34 (S1): 320-325.
- [15] 周辉,任辉启,吴祥云,等. 成层式防护结构中分散层研究综述[J]. 爆炸与冲击, 2022, 42(11):3-28.
ZHOU Hui, REN Hui-qi, WU Xiang-yun, et al. A review of sacrificial claddings in multilayer protective structure[J]. *Explosion and Shock Waves*, 2022, 42(11):3-28.
- [16] ZHAO H, YU H, YUAN Y, et al. Blast mitigation effect of the foamed cement-base sacrificial cladding for tunnel structures [J]. *Construction and Building Materials*, 2015, 94: 710-718.
- [17] 徐畅,崔传安,王在晖. 聚氨酯泡沫分配层在成层式防护层中的数值模拟[J]. 防护工程, 2016, 38(6): 44-47.
XU Chang, CUI Chuan-an, WANG Zai-hui. Numerical simu-

- lation of the polyurethane foam distribution layer in the multi-layer protective layer [J]. *Protective Engineering*, 2016, 38 (6): 44–47.
- [18] 高海莹, 刘中宪, 杨焯凯, 等. 泡沫铝防护钢筋混凝土板的抗爆性能[J]. 爆炸与冲击, 2019, 39(2): 023101.
GAO Hai-ying, LIU Zhong-xian, YANG Ye-kai, et al. Blast-resistant performance of aluminum foam-protected reinforced concrete slabs[J]. *Explosion and Shock Waves*, 2019, 39(2): 023101.
- [19] 杨杰, 李树奎, 闫丽丽, 等. 二氧化硅气凝胶的防爆震性能及机理研究[J]. 物理学报, 2010, 59(12): 8934–8940.
YANG Jie, LI Shu-kui, YAN Li-li, et al. Protective performance and protective mechanism of SiO₂ aerogel under explosive loading [J]. *Acta Physica Sinica*, 2010, 59(12): 8934–8940.
- [20] YU X, CHEN L, FANG Q, et al. Blast mitigation effect of the layered concrete structure with an air gap: A numerical approach [J]. *International Journal of Protective Structures*, 2018, 9(4): 432–460.
- [21] WANG Z L, WANG J G, LI Y C, et al. Attenuation effect of artificial cavity on air-blast waves in an intelligent defense layer [J]. *Computers and Geotechnics*, 2006, 33(2): 132–141.
- [22] TOKSOY A K, GÜDEN M. Partial Al foam filling of commercial 1050H14 Al crash boxes: the effect of box column thickness and foam relative density on energy absorption [J]. *Thin-Walled Structures*, 2010, 48(7): 482–494.
- [23] LI Z J, CHEN W S, HAO H. Blast mitigation performance of cladding using square dome-shape kirigami folded structure as core[J]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2018, 145: 83–95.
- [24] 人民防空地下室设计规范: GB 50038–2005 [S], 2005.
Code for design of civil air defence basement: GB 50038–2005[S], 2005.
- [25] BIGGS J M. Introduction to structural dynamics [M]. New York, USA: McGraw-Hill Inc, 1964.
- [26] US Department of Defense, Structures to resist the effects of accidental explosions, UFC-3-340-02, Washington DC, USA, 2014.
- [27] TM5-1300. Structures to resist the effect of accidental explosions, US Department of the Army, Navy, and Air Force Technical Manual, 1990.
- [28] NORRIS C H, HANSEN R J, HOLLEY M J, BIGGS J M, Namy-et S, Minami J K. Structural design for dynamic loads [M]. New York, USA, McGraw-Hill Book Company, 1959.
- [29] KRAUTHAMMER T. Modern protective structures [M]. Boca Raton, USA: CRC Press, 2008.
- [30] HAO H, HAO Y, LI J, CHEN W. Review of the current practices in blast-resistant analysis and design of concrete structures [J]. *Advances in Structural Engineering*. 2016; 19(8): 1193–1223.
- [31] HAO H. Predictions of structural response to dynamic loads of different loading rates [J]. *International Journal of Protective Structures*, 2015, 6: 585–605.
- [32] OSWALD C, BAZAN M. Comparison of SDOF analysis results to test data for different types of blast loaded components[C]// Structures Congress 2014. 2014: 117–130.
- [33] JONES J, WU C, OEHLERS D J, et al. Finite difference analysis of simply supported RC slabs for blast loadings[J]. *Engineering Structures*, 2009, 31(12): 2825–2832.
- [34] WANG W, ZHANG D, LU F, et al. A new non-uniform blast load model for SDOF method of one-way reinforced concrete slab [C]//EPJ web of conferences. EDP Sciences, 2012, 26: 04016.
- [35] NAGATA M, BEPPU M, ICHINO H, et al. Method for evaluating the displacement response of RC beams subjected to close-in explosion using modified SDOF model [J]. *Engineering Structures*, 2018, 157: 105–118.
- [36] HE Y, GENG S, WEI Y, et al. Equivalent SDOF Load Transformation Factors for One-Way Members Subjected to Air Blast Loading [J]. *Advances in Civil Engineering*, 2021, 2021(1): 6754381.
- [37] WEI W, ZHANG Y, SU J, et al. Modification of SDOF model for reinforced concrete beams under close-in explosion [J]. *Defence Technology*, 2023, 20: 162–186.
- [38] GRISARO H Y. Simplified equivalent SDOF system for predicting complex dynamic response of 1D and 2D elements under nonuniform dynamic load [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2025, 609: 119090.
- [39] PANNELL J J, RIGBY S E, PANOUTSOS G, et al. Predicting near-field specific impulse distributions using machine learning [C]//18th international symposium on interaction of the effects of munitions with structures (ISIEMS18), Panama City Beach, FL, USA. 2019.
- [40] 方秦, 柳锦春. 地下防护结构[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010.
FANG Qin, LIU Jin-chun. Underground protective structure [M]. Beijing: China Water and Power Press, 2010.
- [41] 陈昊, 卢浩, 孙善政, 等. 爆炸作用下浅埋拱结构轴向荷载分布 [J]. 陆军工程大学学报, 2023, 2(5): 52–59.
CHEN Hao, LU Hao, SUN Shanzheng, et al. Axial load distribution of shallowly-buried arch structure under blast loading [J]. *Journal of Army Engineering University of PLA*, 2023, 2(5): 52–59.
- [42] CHEN H, ZHOU J, FAN H, et al. Dynamic responses of buried arch structure subjected to subsurface localized impulsive loading: Experimental study [J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2014, 65: 89–101.
- [43] LIU G, WANG W, LIU R, et al. Deriving formulas of loading distribution on underground arch structure surface under close-in explosion [J]. *Engineering Failure Analysis*, 2020, 115: 104608.
- [44] DUHAMEL J M C. Mémoire sur la méthode générale relative au mouvement de la chaleur dans les corps solides plongés dans des milieux dont la température varie avec le temps [J]. *Journal de l'École Polytechnique*, 1833, 22: 20–77.
- [45] 混凝土结构设计规范: GB 50010–2010 [S], 2010.
Code for design of concrete structures: GB50010–2010 [S], 2010.
- [46] 刘巍, 徐明, 陈忠范. ABAQUS混凝土损伤塑性模型参数标定及验证 [J]. 工业建筑, 2014(S1): 167–171.
LIU Wei, XU Ming, CHEN Zhong-fan. Parameters calibration and verification of concrete damage plasticity model of ABAQUS [J]. *Industrial Construction*, 2014(S1): 167–171.

Dynamic Analysis Method for Supporting Structural Layers in Shallow-Buried Fortifications under Localized Blast Loads

CHEN Li, LIU Si-jia

(Engineering Research Centre of Safety and Protection of Explosion & Impact of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 211189, China)

Abstract: To address the issue of highly localized blast loads caused by limited distribution layers in shallow-buried layered fortifications, an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) dynamic analysis method considering the characteristics of localized loads was proposed. This method was used for evaluating the response of the roof slab of supporting structural layers. Based on the selected mode shape functions and the energy equivalence principle, dynamic coefficient calculation methods for both elastic and plastic response stages of the structure were established. The validity of the method was verified through finite element simulations. Results indicate that the static deflection curve under uniformly distributed loads can still serve as the mode shape function under localized loads, with acceptable deviations. If localized loads are simplified to uniformly distributed loads for design purposes based on equal impulse principle, the maximum displacement of the structure may be significantly underestimated, with errors potentially reaching up to 9.7 times. In the plastic response stage of the structure, the dynamic coefficient of structural resistance is negatively correlated with the degree of plastic deformation, indicating that the more fully developed plastic deformation results in stronger structure's ability to resist blast loads. The product of the total load duration and the structure's natural frequency significantly influences the structural response: when this value is less than or equal to 1, the response is impulse-dominated; when it approaches 10, moderately extending the pressurization time favours structural resistance to blast loads; when the product exceeds 50, the beneficial effect of extending the pressurization tends to saturate. This method effectively characterizes the dynamic response characteristics of supporting structure layers in shallow-buried fortifications under localized blast loads, providing a theoretical support for the blast-resistant design of related protective structures.

Key words: blast-resistant structure; layered configuration; supporting structural layer; localized load; dynamic coefficient; blast-resistant design

CLC number: TJ55;TU928

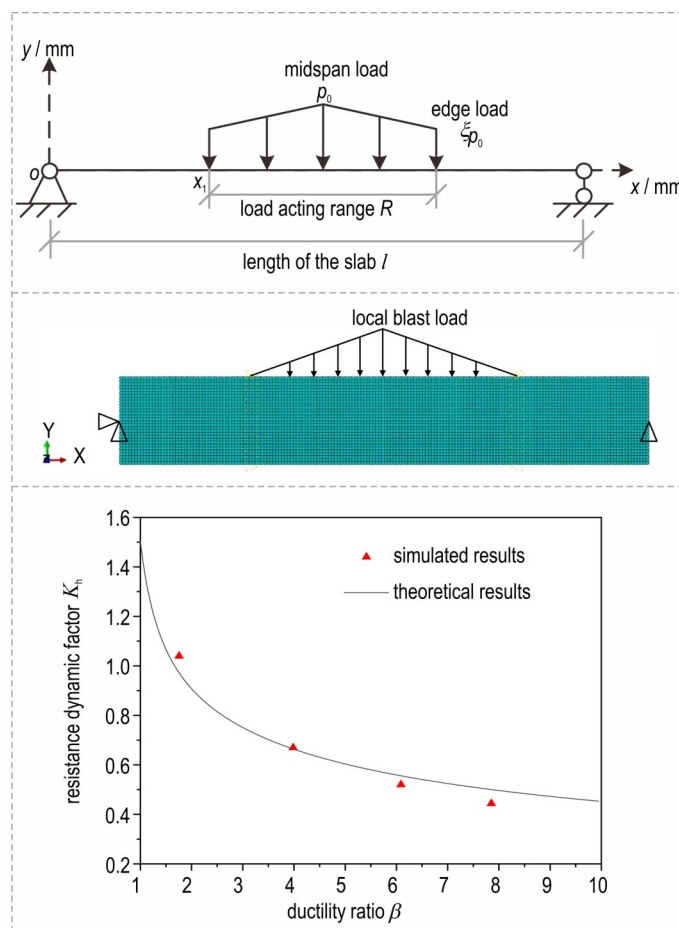
Document code: A

DOI: 10.11943/CJEM2025084

Grant support: National Natural Science Foundation of China (Nos: 52378487, 52378488)

(责编: 高毅)

图文摘要:



Shallow-buried layered fortifications often experience highly localized blast loads due to limited distribution layers, especially under complex geological conditions. Existing design methods based on uniform load assumptions fail to characterize such localized effects. This study developed a modified single-degree-of-freedom (SDOF) dynamic analysis method that incorporates the spatial and temporal characteristics of localized blast loads. A dynamic coefficient framework was established for both elastic and plastic stages, enabling accurate response prediction under localized loading. The proposed approach provides a theoretical tool for improving the blast-resistant design of protective structural components in shallow-buried fortifications.