

文章编号:1671-6833(2004)02-0039-05

安全壳钢筋混凝土筒支墙抗爆性能分析

王天运¹, 任辉启¹, 张力军²

(1. 中国人民解放军总参工程兵科研三所, 河南 洛阳 471023; 2 防化指挥工程学院, 北京 102205)

摘 要:核电站附近的常规弹药爆炸可能引起核电站主体结构的破坏. 为了评估安全壳筒墙的抗爆性能, 根据结构的抗力设计曲线, 提出了一种判断筒支墙抗爆能力的新方法, 并以核电站中的钢筋混凝土墙为例, 给出了筒支墙所能承受的最大入射压力和爆炸的安全距离, 当延性系数为 3, 墙厚和配筋率相同时, 设计抗力提高一倍, 筒支墙不破坏的最小安全爆炸距离减少了 12%; 抗力和配筋率相同, 600 mm 厚比 450 mm 厚的筒支墙不破坏的最小安全爆炸距离减少了 3%. 计算结果表明, 设计抗力、墙体厚度和配筋率对筒支墙可承受的最大超压值以及不破坏的最小安全爆炸距离有不同的影响. 该方法和计算结果可用于核电站遭袭后安全性可否保障的初步判断.

关键词:爆炸冲击波; 钢筋混凝土墙; 动力特性; 安全距离

中图分类号: TU 311

文献标识码: A

0 引言

核电站安全壳的作用在于保护壳内设备不受外部灾害影响和防止内部放射性物质向外泄露. 当核电站安全壳附近发生偶然爆炸或常规弹药爆炸时, 安全壳将承受爆炸冲击波的冲击作用. 在安全壳中, 钢筋混凝土墙是重要的主体结构形式. 为了评估爆炸对安全壳的影响, 本文分析了不同墙厚、不同设计抗力的筒支墙的抗爆性能.

1 结构材料的动力性能

爆炸动载下材料的性能会由于快速变形而有所改变, 而通常所说的材料强度指标是在标准试验方法下得出的, 其中规定了标准的加载速率. 安全壳结构承受爆炸动载时的应变速率约在 0.05~0.3 的范围, 远大于通常材料试验的应变速率. 动载下结构的变形过程取决于动载随时间的变化规律和结构的自振周期 T . 弹性工作状态下, 结构从开始受力发生变位到变位至最大值的时间 t_m , 在化爆作用时约为 $T/4$, 核爆时接近且不超过此值. 如果动荷载有升压时间 t_1 , 则 t_m 也与 t_1 有关, 但不超过 $(t_1 + T/2)$. 结构若处于弹塑性工作状态, 结构达到最大塑性变形的时间要大于弹性时的数值, 而结构达到最大抗力或开始屈服的时间 t_y 也比弹性工作时 t_m 的值低. 结构材料从开始变形到应力最大值的时间, 大体上就是结构变位或抗力达到最大值的时间, 从而可以大致确定安全壳结构在动载下的应变速率范围. 由于结构材料从受力变形到破坏有一个过程, 在快速变形时, 这一过程表现为滞后, 反映在材料强度指标上就是强度提高, 但变形特征如塑性性能等一般变化不大^[1].

安全壳筒墙中使用较多的是经热处理的高强度 I、II 钢材(20Mn 钢筋), 这种钢筋的应力应变曲线没有明显的屈服点和屈服台阶(见图 1), 作为钢筋强度指标的值是以残余应变为 0.002 时的应力来定义的. 在本文计算分析中, 钢筋的抗拉强度为 $f_y = 410 \text{ N/mm}^2$, 动抗拉强度为 451 N/mm^2 . 假定安全壳筒墙的设计墙的设计与施工满足规范要求, 选取动力强度提高系数 1.25, 则混凝土的动力抗压强度为 34 N/mm^2 .

安全壳筒墙中使用较多的是经热处理的高强度 I、II 钢材(20Mn 钢筋), 这种钢筋的应力应变曲线没有明显的屈服点和屈服台阶(见图 1), 作为钢筋强度指标的值是以残余应变为 0.002 时的应力来定义的. 在本文计算分析中, 钢筋的抗拉强度为 $f_y = 410 \text{ N/mm}^2$, 动抗拉强度为 451 N/mm^2 . 假定安全壳筒墙的设计墙的设计与施工满足规范要求, 选取动力强度提高系数 1.25, 则混凝土的动力抗压强度为 34 N/mm^2 .

2 筒支墙抗爆性能分析

2.1 筒支墙的动抗力

在爆炸荷载作用下, 用动抗力 R_m 代替静抗力 P_s , 则单跨筒支墙的最大弯矩为

$$M_{\max} = \frac{R_m l^2}{8} \quad (1)$$

收稿日期:2004-02-10; 修订日期:2004-04-09

作者简介:王天运(1966-), 男, 河南省温县人, 总参工程兵科研三所高级工程师, 博士, 主要从事结构工程和防护工程研究.

式中: l 为跨长.

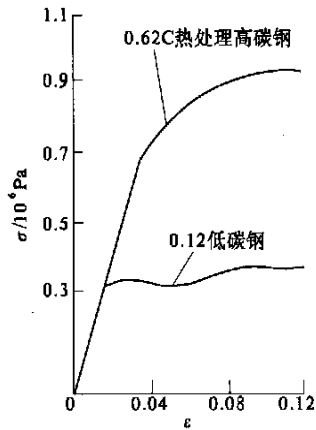


图 1 高强度钢的应力—应变曲线

Fig.1 Stress strain relationship of high strength steel

在分析范围内,对于给定墙厚和配筋率的墙,假设动抗弯能力与静抗弯能力近似有下列关系:

$$M_{UD} \approx 1.10 M_U \tag{2}$$

即动抗弯能力 M_{UD} 比静抗弯能力 M_U 提高了 10%. 由于该假设忽略了材料的平均强度普遍比设计最小强度大 10%~15%, 以及混凝土的强度在最初 2 年内随龄期不断增长, 在设计中通常使用强度减弱因子 Φ , 而在抗爆性能分析中却不使用, 因此假设偏于保守. 则极限动抗力为

$$M_{CD} = 1.1 \Phi \left[\rho_y b d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c} \right) \right] \tag{3}$$

式中: ρ 为配筋率; Φ 为弯曲强度减弱因子, 取 0.9. 根据平衡关系, 在简支墙受剪破坏时, 极限动

抗力应等于简支墙承受的最大弯矩, 由式(1)和(3)可得

$$R_m = \frac{8 M_{UD}}{l^2} = 1.1 P_s \tag{4}$$

2.2 单跨简支墙的自振周期计算

爆炸荷载作用下简墙的变形与其自振周期 T 有关. 单跨简支墙的自振周期可从下式得

$$T = 0.64 \left[\frac{m l^4}{E_c I_a} \right]^{\frac{1}{2}} \tag{5}$$

式中: m 为板单位长度的分布质量; E_c 为混凝土的弹性模量; I_a 为混凝土开裂或未开裂区的平均惯性矩. 在计算分布质量时, 混凝土的密度取为 2 400 kg/m³, 弹性模量为 2.48×10^4 N/mm², 平均惯性矩由下式计算:

$$I_a = \frac{I_g + I_c}{2} \tag{6}$$

式中:总惯性矩 $I_g = \frac{d^3}{12}$; 开裂区的惯性矩为 $I_c = d^3 \left[\frac{k^3}{3} + n (1-k)^2 \right]$; k 为受压表面至中和轴的距离, 由弹性理论, $k = (2 \eta + (\eta)^2)^{\frac{1}{2}} - \eta$, n 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比, 即

$$n = \frac{E_s}{E_c} \tag{7}$$

表 1 和表 2 列出了配筋率为 0.2%, 0.5%, 0.75% 和 1.0%, 静抗力为 10 kPa, 20 kPa 和 30 kPa, 墙厚为 450 mm 和 600 mm 时所得出的简支墙的特性. 这些性能在抗爆性能分析中经常用到.

表 1 450 mm 厚墙的截面和动力特性

Tab.1 450 mm concrete wall section design and dynamic characteristics for various static pressure loadings				
配筋率 ρ	抗弯能力/(N·m)	$P_s = 10 \text{ kPa}, R_m = 11 \text{ kPa}$	$P_s = 20 \text{ kPa}, R_m = 22 \text{ kPa}$	$P_s = 30 \text{ kPa}, R_m = 33 \text{ kPa}$
0.20	241	$l = 9.4 \text{ m}, T = 0.217 \text{ s}$	$l = 6.6 \text{ m}, T = 0.109 \text{ s}$	$l = 5.4 \text{ m}, T = 0.072 \text{ s}$
0.50	586	$l = 14.7 \text{ m}, T = 0.491 \text{ s}$	$l = 10.4 \text{ m}, T = 0.246 \text{ s}$	$l = 8.5 \text{ m}, T = 0.146 \text{ s}$
0.75	860	$l = 17.8 \text{ m}, T = 0.687 \text{ s}$	$l = 12.6 \text{ m}, T = 0.344 \text{ s}$	$l = 10.2 \text{ m}, T = 0.229 \text{ s}$
1.00	1 119	$l = 20.3 \text{ m}, T = 0.862 \text{ s}$	$l = 14.3 \text{ m}, T = 0.431 \text{ s}$	$l = 19.7 \text{ m}, T = 0.287 \text{ s}$

表 2 600 mm 厚墙的截面和动力特性

Tab.2 600 mm concrete wall section design and dynamic characteristics for various static pressure loadings				
配筋率 ρ	抗弯能力/(N·m)	$P_s = 10 \text{ kPa}, R_m = 11 \text{ kPa}$	$P_s = 30 \text{ kPa}, R_m = 33 \text{ kPa}$	
0.20	456	$l = 12.9 \text{ m}, T = 0.294 \text{ s}$	$l = 9.20 \text{ m}, T = 0.147 \text{ s}$	
0.50	1 109	$l = 20.1 \text{ m}, T = 0.665 \text{ s}$	$l = 14.2 \text{ m}, T = 0.332 \text{ s}$	
0.75	1 625	$l = 24.4 \text{ m}, T = 0.930 \text{ s}$	$l = 17.3 \text{ m}, T = 0.465 \text{ s}$	
1.00	2 116	$l = 27.8 \text{ m}, T = 1.17 \text{ s}$	$l = 19.7 \text{ m}, T = 0.584 \text{ s}$	

2.3 爆炸作用荷载

爆炸冲击波与简支墙的相互作用是一个复杂的过程, 为了简化计算, 通常将作用在简支墙上的

爆炸荷载简化为如图 2 所示的三角形荷载, 由自由场入射压力、动压和反射压力合成. 根据该简化, 三角形峰值压力 F_1 定义为脉冲作用时间与

固有周期的比值一定时的动抗力 R_m 和允许延性系数 μ 的函数.

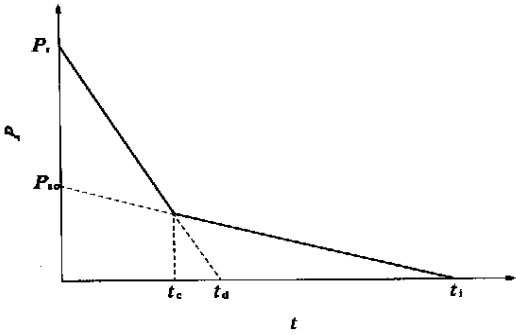


图 2 作用在筒支墙上的三角形荷载
Fig. 2 Simplified equivalent triangular loading
在该简化的前提下,有

$$t_d = \frac{t_c}{1 + (t_c/t_i)} \tag{8}$$

$$P_{so} = \frac{P_r}{2} = \frac{F_1}{2} = \frac{R_m}{2f} \tag{9}$$

式中: t_d 为脉冲持续时间; t_c 为反射超压的消除时间; t_i 为有效作用时间; P_{so} 为入射超压; $f = R_m/F_1$, 为抗力与峰值动作用力的比.

为了确定该简化是否合理,要求计算最大响应时间 t_m . 图 3 绘出了 t_m/t_d 的曲线,用图 3 可以估算 t_m .

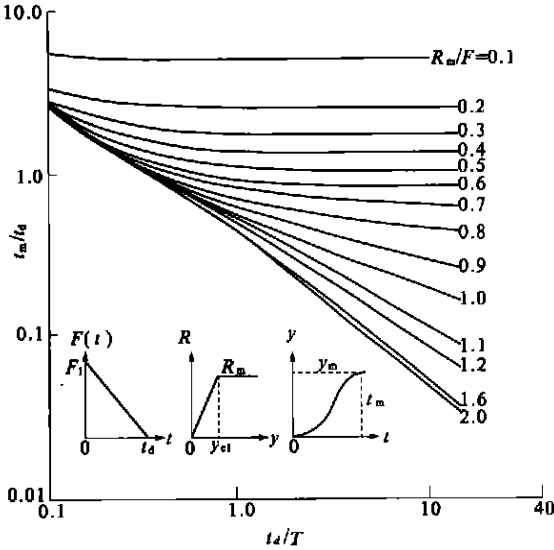


图 3 不同 R_m/F 值的最大响应时间
Fig. 3 Time of maximum response at different R_m/F

如果 t_m 大于 t_c , 叠加的入射和反射压力脉冲可简化为图 2 的两个三角形脉冲的叠加, 抗爆能力可由下式估算^[3]:

$$\frac{P_1}{R_m}(f_1) + \frac{P_2}{R_m}(f_2) = 1.0 \tag{10}$$

式中:

$$P_1 = P_r - P_{so} = P_{so}, P_2 = P_{so} \tag{11}$$

f_1 和 f_2 均为由图 2 确定的抗力与峰值动作用力的比, 计算 f_1 和 f_2 时, 两个脉冲持续时间分别为

$$t_{d1} = t_c \tag{12}$$

$$t_{d2} = t_i \tag{13}$$

这样,

$$R_{so} = \frac{R_m}{f_1 + f_2} \tag{14}$$

式(14)提供了给定允许延性时的入射超压 P_{so} 的下限. 当 $t_c \ll t_i$ 时, 误差最大, 大约为入射超压的 20%.

当爆炸当量低时, 反射超压的消除时间 t_c 大于入射超压的有效作用时间 t_i . 此时, 建筑物前墙的反射作用不明显, 入射压力有明显减弱, 有

$$t_d = t_c = t_i \tag{15}$$

因此, 根据消除时间、最大响应时间和入射超压持续时间就可以确定反射超压持续时间和入射超压:

当 $t_c > t_i$ 时, 由式(15)确定 t_d , 由式(9)确定 P_{so} ; 当 $t_m < t_c$ 时, 由式(8)确定 t_d , 由式(9)确定 P_{so} ; 当 $t_m > t_c$ 时, 由式(12)和(13)确定 t_{d1} 和 t_{d2} , 由式(14)确定 P_{so} .

对于任何墙, 采用下列步骤确定 P_{so} :

(1) 求出动抗力 R_m 、延性系数 μ 和墙的固有周期 T .

(2) 计算入射超压 P_{so} 和相关的图表确定比例距离 Z 和相应的脉冲冲量 I , 由 $t_i = 2I/P_{so}$ 计算 t_i , 由 $t_c = 3H_c/V$ 计算 t_c (H_c 为墙高, V 为前驱波波速), 再由式(8)或(15)确定 t_d 的近似值.

(3) 估算 $f = R_m/2P_{so}$, 由图 3 估算 t_m . 如果 t_m 小于 t_c , 查图 3 得到允许延性系数 μ 时的 f 的改进值. 使用该改进值确定 P_{so} . 如果 t_m 大于 t_c , 由式(12)和(13)计算出 t_{d1} 和 t_{d2} , 查图 3 确定 f_1 和 f_2 , 最后由式(14)计算 P_{so} .

(4) 重复步骤(2)和(3), 直至计算的 P_{so} 近似等于估算的 P_{so} , 误差不超过 $\pm 10\%$. 使用 P_{so} 计算值和以及相关图表确定相应的比例距离 Z 和安全距离 $R = ZW^{1/3}$, 其中 W 为爆炸当量.

3 实例

假设爆炸当量为 180 000 kg, 墙为单跨筒支墙, 墙厚 450 mm, 配筋率为 0.5%, 墙高与跨长相同, 均为 14.7 m, 抗力为 10 kPa. 该墙其它截面参数见表 1.

爆炸冲击波在空气中传播,其前驱波的波速取 366 m/s,由步骤(2)可得消除时间 t_c 值为 120 ms,该值与已有的试验值比较,当 P_{so} 小于 20 kPa 时相对合理,当 P_{so} 在 20 kPa 和 70 kPa 之间时,结果显得偏保守.

如果允许延性系数 μ 为 3,由步骤(2)得出的入射超压值 P_{so} 为 15 kPa,比例距离 Z 为 24.5,则由文献[3] 可得,该范围内的脉冲冲量 I 为 1.8 kPa·s.则三角形脉冲持续时间为

$$t_i=\frac{2\times 1.8\text{kPa}\cdot\text{s}}{15\text{kPa}}=0.24\text{s},$$

由式(8),脉冲有效持续时间为

$$t_d=\frac{2\times 0.12\text{s}}{1+0.12\text{s}/0.24\text{s}}=0.16\text{s},$$

$t_d/T=0.16\text{s}/0.49\text{s}=0.32$,由表 1 可得, $R_m=11$ kPa,所以 $f=\frac{11}{2\times 15}=0.37$,查图 3,得最大响应时间 t_m 为 0.20 s,最大响应时间大于 t_c .因此由步

骤(3) 得, $t_{d1}/T=0.24,t_{d2}/T=0.49$.据此查图 3,得 $f_1=0.317,f_2=0.543$,得入射超压 P_{so} 为 13 kPa.

比较由步骤(2)和步骤(3)得出的 P_{so} 的值,相差较大,进行第二次试算.由于精确值为单调收敛值,第二次试算 P_{so} 应小于 13 kPa,第二次试算取 12.5 kPa,得 $P_{so}=12.8\text{kPa}$.精确解在 12.8 kPa 与 13 kPa 之间.取 $P_{so}=12.9\text{kPa}$ 为近似精确解.

有了简支墙可承受的最大入射超压值,可由文献[3] 中的图 4 读出比例距离 Z 为 28.5,在该爆炸当量作用下,简支墙不发生类似塑性破坏爆炸位置距简支墙的最小距离(也就是安全距离) R 为 640 m.表 3 列出了 450 mm、600 mm 厚的简支墙所允许的爆炸参数(入射超压和安全距离).由这些表和精确制导装药的爆炸参数可以粗略地分析安全壳筒墙的破坏情况.

表 3 450 mm、600 mm 厚的简支墙所允许的爆炸参数

Tab 3 Permitted exploding value of 450 mm、600 mmthick concrete wall

爆炸参数限值		450 mm		600 mm	
抗力/kPa	配筋率/%	入射超压/kPa	安全距离/m	入射超压/kPa	安全距离/m
10	0.2	10	363	12	329
	0.5	19	224	20	220
	0.75	25	181	26	177
	1.0	30	165		
20	0.2	17	247	18	236
	0.5	26	177	28	171
	0.75	32	160	33	159
	1.0	40	142		
30	0.2	22	203		
	0.5	29	168		
	0.75	38	149		
	1.0	48	128		

说明:延性系数为 3.

参考文献:

[1] 王年桥.防护结构计算原理与设计[R]. 南京:中国人民解放军工程兵工程学院,1998.

[2] 王天运.核电站遭袭后安全壳结构动力响应研究[D]. 武汉:武汉理工大学,2003.

[3] Regulatory Guide .Evaluations of Explosions Postulated to Occur on Transportation Routes near Nuclear Power Plants [R]. New York : U . S . Nuclear Regulatory Commission , 1978.

[4] ROBERT P ,KENNEDY T E .BLEI WAS D E .et al .Capacity of Nuclear Power Plant Structures to Resist Blast Loading[R].Sandia ,Sandia National Laboratories , 1983.

[5] 王天运,申祖武,刘国强.人防工程主体结构木柱加固方法探讨[J]. 郑州大学学报(工学版),2003, 25 (2):33~36.

Capacity of Reinforcement Concrete Wall in the Containment to Resist Blast Loading

WANG Tian -yun¹, REN Hui -qi¹, ZHANG Li -jun²

(1. 3th Academy of Corps of Engineers of PLA ,Luoyang 471023,China ; 2.Institute of Chemical Defense ,Beijing 102205,China)

Abstract : The structure failure is caused under the blast wave produced by blasting of conventional arms near the station . In order to evaluate the capacity of reinforced concrete wall in the containment to resist blast loading , the paper puts forward a new method based on structure resistance function to judge the capacity to resist blasting and as an example analyze the capacity of the wall at simple support condition to resist blasting , obtain the results about maximum incident pressure and safe distance . When ductility factor is 3 and the wall has the same thick and reinforcement ratio if resistance design value doubles , minimum safe distance reduces 12% ; When the wall has same ductility and reinforcement ratio , 600 mm thick wall minimum safe distance reduces 3% over 450 mm thick wall . Numeration results indicate ductility factor resisting design value , wall thickness and reinforcement ratio have different influence on minimum safe distance when the wall is damaged . The method and the analytical results can be used to roughly assess if the nuclear power station is safe after attacked by conventional arms .

Key words : blast shock wave ; reinforcement concrete wall ; dynamic characteristics ; safe distance

(上接第 38 页)

Nonlinear Distribution of Seismic Active Earth Pressure on Rigid Retaining Walls

LIU Zhong -yu¹ , YANG Hui -peng² , HE Sheng -dong³

(1.College of Civil Engineering , Zhengzhou University , Zhengzhou 450002, China ; 2.Department of Construction , No .755 National Factory , Xinxiang 453069, China ; 3.Henan Traffic Highway Engineering Bureau , Zhengzhou 450052, China)

Abstract : Based on the Mononobe -Okabe 's postulation and by using the method of level layer analysis , the first - order differential equation of the active pressure on rigid retaining walls with the translational movement mode under earthquake loads is set up , and the theoretical answers to the nonlinear distribution of the active earth pressures are obtained , with the formula of the resultant earth pressures in this paper identical to Mononobe -Okabe 's . It is demonstrated that the earthquake coefficient has influence on the distribution of earth pressures . Moreover , the discussions on the influence on the points of application of the resultant earth pressures by the internal friction angle of filling , the friction angle between wall and filling and the earthquake coefficient indicate that it is dangerous for the overturning stability of retaining walls with the translational movement mode if they are designed according to the Mononobe -Okabe 's theory .

Key words : rigid retaining wall ; active earth pressure ; point of application ; distribution