

钢筋混凝土结构构件在冲击荷载下的性能

科学研究报告集 第4集



钢筋混凝土结构构件 在冲击荷载下的性能

清华大学抗震抗爆工程研究室编



清华大学出版社

清华大学抗震抗爆工程研究室

科学研究报告集

第四集

钢筋混凝土结构构件在 冲击荷载下的性能



清华大学出版社

**Research Laboratory of Earthquake and
Blast Resistant Engineering
Tsinghua University
Technical Reports TR 4**

**Behavior of Reinforced Concrete Structural
Members Subjected to Impulsive Loads**

Tsinghua University Press

2092/19
14

清华大学抗震抗爆工程研究室
科学研究报告集(第四集)

**钢筋混凝土结构构件在冲击
荷载下的性能**

☆

清华大学出版社出版
北京 清华园

世界知识出版社印刷厂排版
北京市昌平区印刷厂印装

新华书店北京发行所发行 各地新华书店经售

☆

开本: 787×1092 1/16 印张: 10 $\frac{1}{8}$ 字数: 256千字
1986年10月第1版 1986年10月第1次印刷
印数: 00001~10000

统一书号: 15235·233 定价: 2.15元

清华大学抗震抗爆工程研究室
科 学 研 究 报 告
第 四 集

目 录

| | | |
|-------------------------------|---------|-------------|
| 钢筋混凝土梁在静速和快速变形下的弯曲性能····· | 陈肇元 | 施岚青 (1) |
| 钢筋混凝土轴压和偏压构件在快速变形下的性能····· | 陈肇元 | 罗家谦 (33) |
| 钢管混凝土短柱作为防护结构构件的性能····· | 陈肇元 罗家谦 | 潘雪雯 (45) |
| 钢筋混凝土梁在爆炸压力荷载下的动力反应····· | 陈肇元 | 罗家谦 (53) |
| 高强钢筋在快速变形下的性能及其在抗爆结构中的应用····· | 陈肇元 | (63) |
| 高标号混凝土用于抗爆结构的若干问题····· | 陈肇元 | 阚永魁 (73) |
| 混凝土在快速变形下的抗拉强度····· | | 阚永魁 (84) |
| 钢筋混凝土梁在均布荷载下的破坏形态····· | 陈肇元 | 阚永魁 (90) |
| 均布荷载下支座负弯矩对无腹筋构件抗剪强度的影响····· | | 郁 峰 (106) |
| 钢筋混凝土单向迭合板作为抗爆结构构件的性能····· | 王志浩 邢秋顺 | 邸小坛 (120) |

钢筋混凝土梁在静速和快速 变形下的弯曲性能

陈肇元 施岚青

提 要

本文通过46根简支梁的弯曲试验,确定了不同钢种及不同配筋率的梁在快速变形下的抗力函数、最大抗力、延性,快速变形下梁的开裂及破损形态。为了进行静动对比,采用了静速加载和两种不同速度的快速加载。

试验结果表明,在快速加载下梁的破坏形态与静速下相同,采用高强钢筋的梁完全可以满足延性要求。

第一部分 快速变形对抗弯性能的影响

阐明结构构件在快速变形下的性能是进行抗爆结构动力分析和设计的基本前提。爆炸荷载是一次瞬时作用的冲击荷载,在这种荷载作用下,结构构件经历了快速的变形过程。通常,变形随时间单调增长至最大峰值,接着出现衰减振动。所以最为重要的是变形快速增长至峰值的这一段过程。对结构设计来说,只要经受了最大峰值变形下的考验,以后的过程就不是主要的了(化爆荷载下的反弹变形除外)。结构构件从开始受力到达变形最大值的时间 t_m 主要取决于:1)结构构件的动力特性,如自振周期 T ;2)动载下的最大位移(指超过弹性极限时)与弹性极限位移的比值;3)动载的特性,如其作用时间 t_0 或升压时间 t_1 与结构自振周期 T 的比值。 t_m 值一般在几毫秒到几百毫秒之间。

由于抗爆结构经常简化为单自由度体系进行动力分析,对弯曲构件来说,随时间变化的参数常取为跨中挠度 y ,运动微分方程具有最简单的形式:

$$M \frac{d^2 y}{dt^2} + R(y) = P(t)$$

式中 M 、 $P(t)$ 是构件的等效质量和等效动载, $R(y)$ 是构件在动载下的抗力或恢复力。有了 $R(y)$,构件的动力反应就可以从上述方程解出。 $R(y)$ 只是变形 y 的函数,它与构件在静载下的恢复力即一定变形状态下的回弹力基本上是一致的,通常可用千斤顶强迫构件变形以获得千斤顶荷载与构件变形的关系曲线即为抗力函数 $R(y)$ 。动载下的恢复力与静载下的区别只在于变形速度上的差别,因此测定动载下的抗力函数必须具备快速变形而又不能引进惯性力,这是因为如果变形过程中的惯性力不能忽略,那末测得的千斤顶荷载就不能代表构件的抗力。

本研究的主要目的是:1)确定不同钢种及不同配筋率的梁在快速变形下的抗力函数并与静载下作比较,特别是最大抗力与延性的比较;2)确定快速变形下梁的开裂及破损形态。为了便于说明问题,我们在试验方案中突出了对比的方法,即以相同的构件用快速变形

试验与静速试验进行对比，用高强钢筋配筋梁与普通钢筋配筋梁进行对比。全部试件均用同一的加载量测装置以提高对比试验结果的精度。

一、試驗方法

1. 试件

共作了46根简支梁的试验，包括用16Mn、35Si2Ti以及少量的用A3、40MnSiNb、冷拉45MnSiV配筋的试件。梁的配筋率从0.10~1.53%，除配筋率特高和特低的梁外，多数试件的截面尺寸为 $12 \times 20\text{cm}^2$ ，试件的跨长约为高度的5~7倍。

试件混凝土用525#普通硅酸盐水泥、中砂和粒径不大于2cm的卵石配制而成，水灰比为0.40。全部试件分四批制作，均用机器搅拌、振捣及钢模成型，前三批用蒸汽养护，最后一批为自然养护。试件的配筋形状，加载图形、实测尺寸以及原材料强度（均用留取的小试件测定）等基本数据均列于表1及图1。

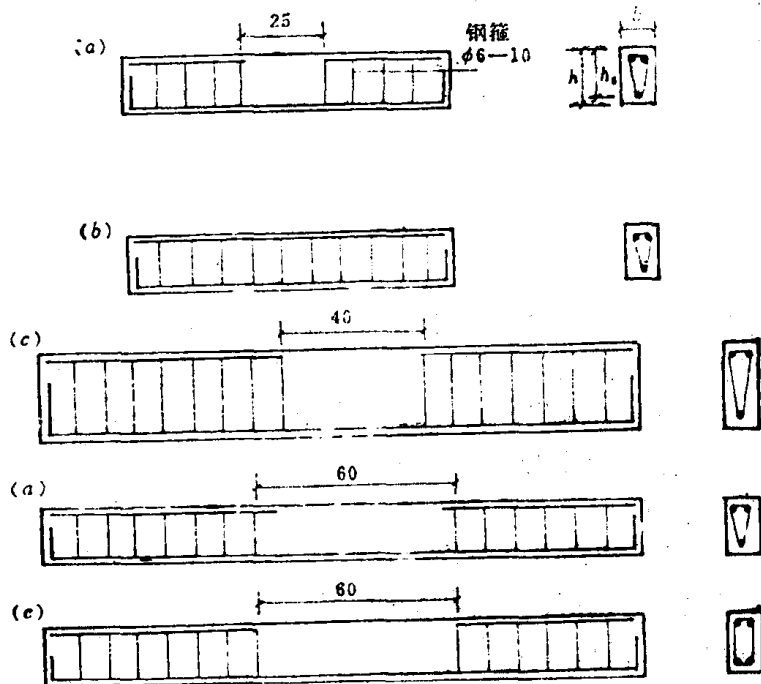


图1 试件配筋率：钢箍全部用 $\phi 6$ ，间距10cm，压区钢筋 $2\phi 8$

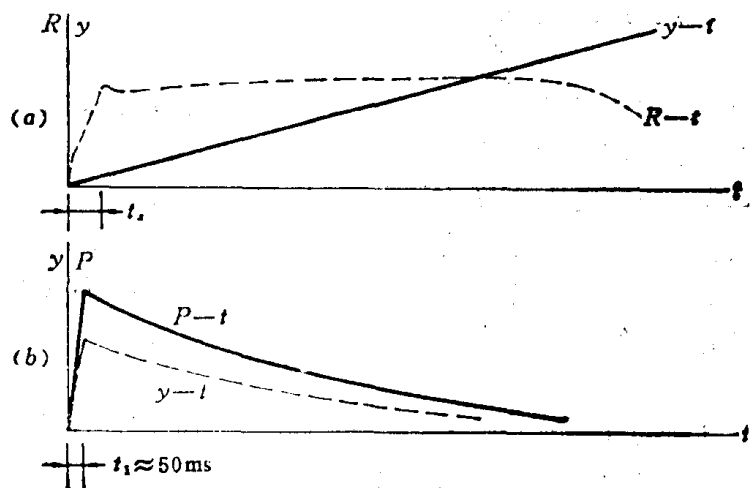


图2 加载方式 P—荷载，y—跨中挠度 (a) 等变形速度加载 (b) 爆炸曲线加载。

表1

| 试件编号 | 主筋 钢种—根数—直径 mm | 截面尺寸 $b \times h_0$ cm ² | 加载图形 (图4b) | M/p cm | 配筋率 $\mu\%$ | 混凝土 标号R kg/cm ² | 钢筋性能 | | | 配筋 方式 | | | |
|-------------------------|---------------------------|---|-------------------|-----------|----------------|----------------------------------|--|----------------------------------|-----------------|----------|------|------|------|
| | | | | | | | σ_s ($\sigma_{0.2}$) kg/cm ² | σ_B kg/cm ² | δ_5 % | | | | |
| I _g 90-1 | 40MnSiNb 1-16 | 12×18.1 | a = 25 l = 100 | 18.75 | 0.93 | 300 | (5680) | 9660 | 9-12 | 图1a | | | |
| I _g 90-2d | | 12×17.6 | | | 0.95 | | | | | | | | |
| I _g 90-3d | | 13×18.8 | | | 0.82 | 328 | | | | | | | |
| I _g 90-4 | | 12.3×19.4 | | | 0.84 | | | | | | | | |
| I _p 90-1d | 16Mn 1-16 | 12.1×18.0 | | | 0.92 | 300 | 4440 | / | / | 1a | | | |
| I _p 90-2 | | 12.5×18.6 | | | 0.86 | | | | | | | | |
| I _p 90-3 | | 12.8×19.2 | | | 0.82 | 328 | | | | | | | |
| I _p 90-4 | | 13×19.0 | | | 0.81 | | | | | | | | |
| I _g 50-1d | 45MnSiV 1-12 | 12.4×18.6 | | 20 | 0.49 | 300 | 7100 | 9780 | 9-12 | 1a | | | |
| I _g 50-2d | | 12.1×18.7 | | 18.75 | 0.50 | | | | | | | | |
| I _g 50-3 | | 12×19.1 | | 0.49 | | | | | | | | | |
| I _g 50-4d | | 12×18.5 | | 0.51 | | | | | | | | | |
| I _p 50-1 | 16Mn 1-12 | 12.1×18.6 | | | 0.50 | | 3600 | / | / | 1a | | | |
| I _p 50-2 | | 11.8×18.6 | | | 0.52 | | | | | | | | |
| I _g 30-1 | 45MnSiV 1-12 | 12.5×27.5 | a = 40 l = 180 | 35 | 0.33 | | (7100) | 9780 | 9-12 | 1c | | | |
| I _g 30-2d | | 12×27.9 | | | 0.34 | | | | | | | | |
| I _p 30-1d | | A3 1-12 | | | 12.5×28.9 | | | | | | 0.31 | | |
| II _g 35-1d | 35Si ₂ Ti 1-10 | 12×18.7 | | 30 | 0.35 | 338 | 5210 | 7670 | 21.3 | 1d | | | |
| II _g 35-2d | | 12×18.1 | | | a = 30 | | | | | | 0.36 | | |
| II _g 55-1d | 35Si ₂ Ti 1-12 | 12×17.7 | l = 180 | | 0.53 | | 5300 | 7700 | 23.5 | | | | |
| II _g 55-2d | | 12×17.9 | | | 0.53 | | | | | | | | |
| II _g 105-1d | 35Si ₂ Ti 2-12 | 12×18.0 | | | 1.05 | | | | | 1l | | | |
| II _g 105-2d | | 12×18.1 | | | 1.03 | | | | | | | | |
| III _g 35-1d | 35Si ₂ Ti 1-10 | 12×17.5 | | 25 | 0.37 | 406 | 5210 | 7670 | 21.3 | 1d | | | |
| III _g 35-2 | | 12×17.1 | | | a = 40 | | | | | | 0.38 | | |
| III _g 35-3d | 35Si ₂ Ti 1-12 | 12×17.7 | l = 140 | | 0.37 | | | | | | | | |
| III _g 50-1 | | 12×18.4 | | | 0.51 | | | | | | 5370 | 7640 | 22.7 |
| III _g 50-2d | | 12×17.9 | | | 0.53 | | | | | | | | |
| III _g 50-3d | 16Mn 1-12 | 12×17.6 | | | 0.54 | | | | | | | | |
| III _p 50-1 | | 12×18.4 | | | 0.51 | | | | | | 3630 | 5020 | 33.3 |
| III _p 50-2d | | 12×18.7 | | | 0.50 | | | | | | | | |
| III _p 50-3d | 35Si ₂ Ti 2-12 | 12×17.7 | | | 0.53 | | | | | 1l | | | |
| III _g 105-1d | | 12×17.9 | | | 1.05 | | | | | | 5370 | 7640 | 22.7 |
| III _g 105-2 | | 12×18.1 | | | 1.04 | | | | | | | | |
| III _g 105-3d | | 12×17.6 | | | 1.07 | | | | | | | | |
| III _g 105-4d | | 12×18 | | | 1.05 | | | | | | | | |

续表

| | | | | | | | | | | |
|------------------------|---------------------------|-----------|--------------|-------|------|-----|------|------|------|----|
| IV _g 10-1d | 35Si ₂ Ti 1-10 | 23.5×32.9 | a=0 l=140 | 33.3 | 0.10 | 415 | 5270 | 7650 | 23 | 1d |
| IV _g 10-2 | | 23×33.1 | | 0.10 | | | | | | |
| IV _g 15-1p | 35Si ₂ Ti 1-12 | 23×32.7 | | 33.5 | 0.15 | | 5190 | 7390 | 23.3 | |
| IV _p 15-1 | 16M _n 1-12 | 19.8×32.1 | | | | | | | | |
| IV _p 15-2 | | 20×33.2 | | | 0.17 | | | | | |
| IV _g 120-1 | 35Si ₂ Ti 2-16 | 19×17.8 | | 33.25 | 1.18 | | 5520 | 7660 | 24.2 | 11 |
| IV _g 120-2d | | 19×17.5 | | | 1.21 | | | | | |
| IV _g 150-1d | | 15×17.5 | | | 1.53 | | | | | |
| IV _p 150-1d | 16Mn 2-16 | 15×17.8 | | | 1.51 | | 3970 | 5620 | 31.3 | |
| IV _p 150-2 | | 15.2×17.8 | | | 1.49 | | | | | |

注：IV组梁的M/p值已考虑了集中荷载下垫板宽度的影响

试件编号方法为：为首的罗马字表示制作的批号，第二个拼音字母g或p表示用高强钢筋或普通钢筋配筋，第三个数字表示配筋率的近似名义值，第四个数字表示相同试件的顺序号，最后的拼音字母注脚d表示快速变形试验用试件，没有注脚的为静速加载。例如试件I_r-90-2d表示第一批制作的试件，用高强钢筋配筋，配筋率近似为0.90%，是同样试件中的第二根，用作快速变形试验。

这次试验所用的40MnSiNb钢筋没有明显的屈服台阶，比例极限较低，而冷拉45MnSiV的 $\sigma_{0.2}$ 值高达7200kg/cm²，这二种钢筋的极限延伸率均很低，加工过程中发现冷拉性能不合要求。

2. 加载方式及加载装置。

加载方式分为等变形速度加载和爆炸曲线形式加载二种。

(1) 等变形速度加载(图2a) 整个试验过程中，试件的挠度随时间线性增长直至破坏。采用二种变形速度，一种是静速，从开始受力到钢筋屈服的过程 t_r 约为几分钟；另一种是快速，从开始受力到屈服的过程 t_r 约为50ms。为了快速加载下的试件惯性力小到可以忽略的程度，快速变形下的速度不能过大，只有这样才能准确确定出试件的抗力。但另一方面，这一快速变形速度又应能在本质上模拟结构构件在爆炸荷载动力作用下的实际变形过程，所以速度也不能太慢。这次选用的50ms已能代表一般抗爆结构构件的实际变形过程，同时引起试件的加速度经过实测证明，只在加载的初始几ms内达到几个g的量级，以后很快消失，所以试件的内力完全可以根据测得的荷载按静力学的方法准确定出。

(2) 爆炸曲线形式加载(图2b) 约在50ms的时间内使荷载增至峰值，然后以爆炸荷载的典型衰减形式降为零，衰减过程约为1秒。所选择的峰值荷载数值小于试件的屈服荷载，一般为快速变形下屈服荷载值的85~95%。由于升压过程远大于试件的自振周期，所以这一加载方法除了试件经受快速变形外，实际上并无惯性力作用。同快速变形加载一样，每一时刻的试件内力完全由当时的荷载单独确定。

用于作快速等变形速度试验直至破坏的试件，一般先经过一次(或多次)爆炸曲线形式的加载试验。

以上各种方式的加载均在《C-3》快速加载试验机上进行。图3为机器及加载装置照片，图4表示加载装置简图。这一机器由缸体、机架及管路动力系统组成。直径为140mm的加载活塞将缸体分隔成上缸、下缸二部分，活塞杆伸出缸体底面作为加载头。上缸内为高压氮气，下缸内充满油介质。

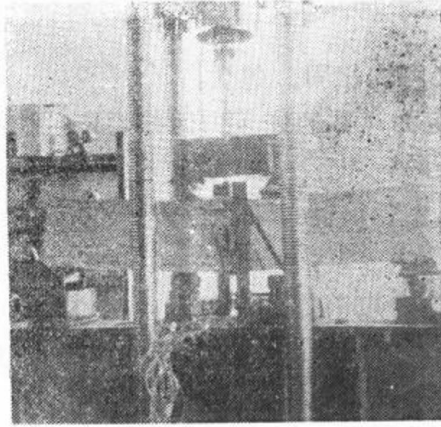


图 3 《C-3》快速加载试验机照片

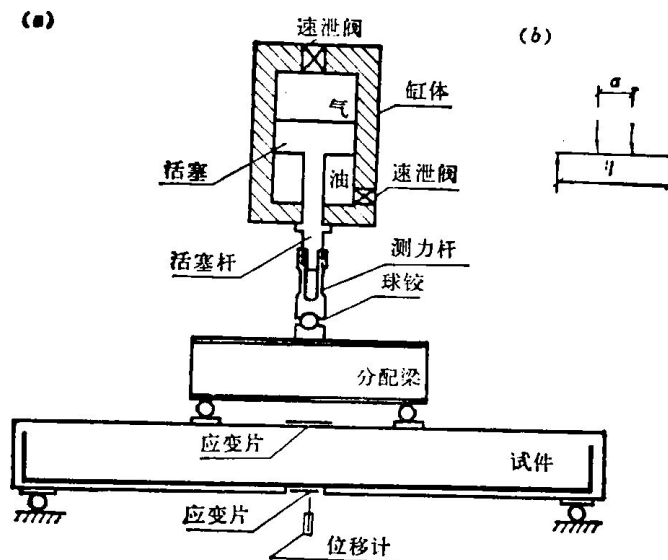


图 4 《C-3》快速加载试验机原理简图

作等变形速度加载时，泄放下缸油介质，活塞就受高压气体驱动向下，移动的速度与外泄的油液流量有关，调整泄油孔的面积就能改变活塞的位移速度，通过活塞杆，测力杆及球铰将位移施加于试件上。试件因变形产生的抗力由测力杆读出，这也就是机器加于试件的荷载。为了使活塞的速度在加载过程中基本保持不变，应使上缸气体压力所能产生的荷载至少超出试件破坏荷载的一倍以上。用手阀缓慢泄放油介质，这就是静速加载。用电磁速泄阀从较大的泄油孔中排放油介质，这就是快速加载。

作爆炸曲线形式加载时，选择上缸气压使能产生的机器荷载正好等于规定的峰值荷载。首先启动下缸的电磁速泄阀，使在50ms的时间里将上缸气压全部加在试件上，与此同时，上缸的电磁速泄阀也正好启动，高压气体外泄，使在约一秒的过程内将气压泄完，这样就形成爆炸曲线形式的荷载。二个速泄阀的启动时间间隔用继电器控制，荷载的衰减过程用改变气体速泄阀的孔口直径进行调节。

全部试件均为正位试验，荷载通过分配梁分二点加于试件顶面，但第Ⅳ批试件为单点

的集中荷载。

3. 量测方法

各种方式加载下的量测内容均相同，包括：

1) 荷载 P ，或确切地说应为试件的恢复力即抗力 R ，用贴有电阻应变片的测力杆量测；

2) 混凝土压区应变 ϵ_c ，曾先后用过8cm、10cm、20cm标距的纸基和塑料基电阻应变片，贴于跨中压区混凝土顶面；

3) 钢筋应变 ϵ_s ，用5mm标距电阻片，贴于跨中部位的主筋表面；

4) 跨中挠度 y ，同时用量程各为5mm和60mm的两个差动变压器式位移计进行量测，前者用来测定屈服前位移，后者用来测定屈服后的大位移。

这些量测讯号通过放大器用振子示波器记录。

二、量测讯号的分析方法及强度变形标准

1. 梁的破坏过程与破损状态

图5为示波器记录的等变形速度加载直至破坏时的典型讯号曲线，除配筋率特低和特高的梁外，所有试件的曲线形状均相似。

当拉区钢筋屈服（图5中 $t=t_1$ ）以后，随着变形继续增长，荷载的增加甚为缓慢。当压区混凝土边缘应变增大到混凝土的破损应变 ϵ_c 时，压区混凝土呈现水平裂缝并开始剥落，表现在 ϵ_c-t 曲线中应变到达峰值 ϵ_{c0} 值后下降，这时的荷载定为开始破损荷载 P_0 ，相应的挠度为 y_0 （图5中 $t=t_2$ ）。继续增大变形后，荷载 P 或者能维持 P_0 不变，或者稍有增加，或者稍有下降，这要看配筋率的大小、配筋方式以及加载图形的特点而定。最大荷载 P_m 的数值大于或等于 P_0 ，在本项试验的有纯弯段的二点加载梁中，二者差值在3~4%以内，在多数情况下（特别是配筋率较高时）完全相等。但在单点加载的IV组梁内， P_m 超过 P_0 有达10%的，这是由于最大弯矩截面上的压区混凝土为集中荷载下的垫板压住不能自由剥落所致。同样也有资料表明，如压区配置相当多的压筋及箍筋， P_m 值也会提高。因此，影响 P_m 值的因素比较复杂，尤其是与 P_m 相应的挠度值 y_m 较难确定，因为 $P-t$ 曲线在最大荷载附近往往是一个相当长的水平段，与此相应的挠度在一个很大范围内变动，相同类型试件所给出的数据也十分离散。

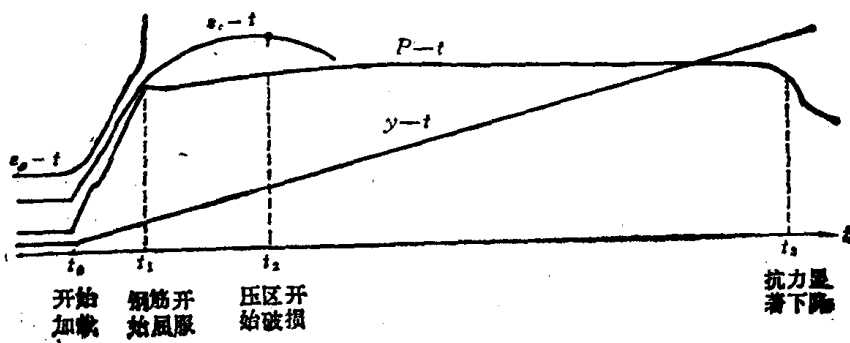


图5 量测讯号曲线的典型形状

呈现破损状态的梁并不表示它的抗力已经耗尽，只要配筋率不很高，试件能在破损状态下继续维持最大抗力而发展大量变形，直到压区混凝土彻底崩溃，抗力才显著下降（图5中 $t=t_4$ ），这时的挠度为 y_0 。从 $P-t$ 和 $y-t$ 曲线可得构件的抗力曲线如图6

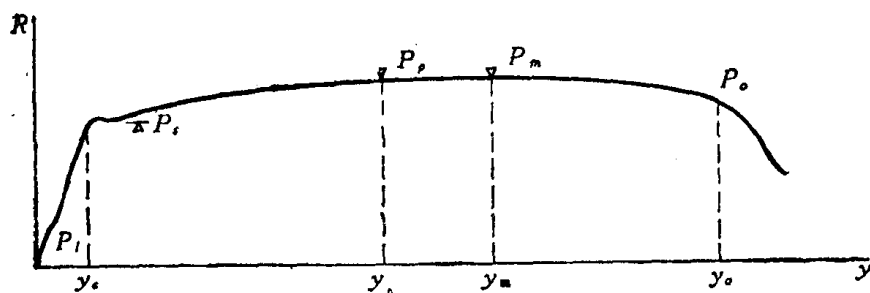


图 6 构件的抗力曲线

2. 最大抗力的试验值与理论值

在以下分析中，我们把压区混凝土开始呈现破损剥落时的荷载 P_0 定义为梁的极限抗力，相应的跨中最大弯矩即为截面的极限抗弯能力的试验值 M_0 。抗弯能力的理论计算值 M_R 按照现行规范的通用计算图形求出，即钢筋的应力取为实测的屈服强度 σ_s （不考虑强化影响），混凝土压区应力取矩形分布，数值等于压弯强度 $\sigma_w = 1.25R_a$ ， R_a 为实测的混凝土棱柱强度，快速变形下的理论计算值 M_{0d} 用同样方法求出，只是材料的强度考虑快速变形下的提高，分别用 σ_{sd} 、 σ_{wd} 代入，材料强度的提高比值根据本次快速试验的过程，参照材料在快速变形下的强度试验数据取为：35Si₂Ti—1.06；40MnSiNb—1.06；冷拉45MnSiV—1.0；16Mn ($\sigma_s < 4000$)—1.12；16Mn ($\sigma_s > 4000$)—1.08；A3—1.25；混凝土抗压—1.10。

3. 开裂荷载与弹性阶段工作时的剩余裂缝

这里以试件的主筋是否屈服来区分弹性阶段或塑性阶段工作。利用爆炸曲线形式的加载来确定开裂荷载及卸载后的剩裂宽度，爆炸曲线荷载的峰值已接近屈服荷载。图7为爆炸曲线形式加载下典型的量测讯号曲线，当截面开裂时，钢筋讯号曲线 σ_s-t 的斜率形成明显的折点，同时在 $P-t$ 曲线上可见一微小的台阶或波动。这点的荷载就是开裂荷载，配筋率愈低，这一现象愈明显，但当配筋率接近1%或更高时，就不易从讯号曲线中分辨出开裂荷载来。剩余裂缝的宽度在卸载后用读数放大镜目测确定。

4. 屈服挠度与屈服荷载

梁中钢筋屈服后，在一些试件中出现抗力稍许下降（见图5的 $P-t$ 曲线），究其原因可能与钢筋的屈服强度从屈服上限降到屈服下限有关。这一下降的数值虽小，但在量测曲线中明显可见，我们以此处的最低值定义为屈服荷载 P_s 或屈服抗力，但屈服挠度 y_s 并不取为这时的挠度值，而是取在临屈服前的曲线内以荷载大小为 P_s 时的那点挠度定义为屈服挠度或最大弹性极限挠度 y_s （图6）。

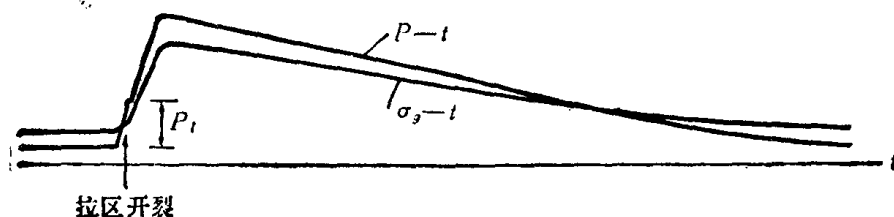


图 7 爆炸曲线形状加载下的量测讯号

对于先经受爆炸曲线形式加载的试件，根据峰值荷载 P_t 下测得的挠度 y_t ，近似按外插方法算出屈服挠度，即 $y_s = \frac{P_s}{P_t} \cdot y_t$ ，而后再作快速变形下直至破坏的试验，式中 P_s 是在作破坏试验的过程中测得的。

5. 构件的延性比

构件的延性比为塑性阶段的极限挠度 y_0 与最大弹性极限挠度（屈服挠度） y_s 的比值。下文所指的延性比均以压区混凝土开始破损时的挠度 y_0 作为极限挠度，即延性比等于：

$$\alpha = \frac{y_0}{y_s}$$

当然，根据不同的设计使用要求，我们也可以取最大荷载下的挠度或抗力明显下降时的挠度 y_m 或 y_a 作为极限挠度，因而得出不同的延性比指标。一般情况下，有 $y_a \gg y_0$ ，只在高配筋率梁中， y_a 超出 y_0 值较小。另外延性比 α 的数值尚受构件的加载图形、纯弯段长度、跨高比等多种因素的影响，所以本项试验得出的延性比的数据主要反映跨高比为 $l/h=5\sim 7$ 左右的简支构件情况。

6. 屈服前刚度

试件屈服前的刚度按照爆炸曲线形式荷载下实测的峰值荷载 P_t 及相应的挠度 y_t 算出。除了配筋率很低的梁外，所有试件的裂缝间距均匀，纯弯段内外都有裂缝，裂缝高度和宽度也差不多。虽然靠近支座处无裂缝，但该处弯矩甚小，所以计算时可假定梁的刚度沿跨长不变，由此可得出屈服前刚度 B_1 的算式。

三、弹性阶段工作时的性能

1. 拉区混凝土的开裂荷载

不少试件由于配筋率较高或裂缝断面不在跨中等原因，未能从量测讯号曲线上定出开裂荷载的数值。虽然获得的数据比较有限，但是梁的开裂荷载在动载下得以提高则是肯定无疑的。对比快速变形（爆炸曲线形式加载）下与静速下十八根梁的试验结果，抗裂强度分别提高33%（I组梁 $\mu=0.9\%$ ）、13%（I组梁 $\mu=0.5\%$ ）、33%（IV组梁 $\mu=0.5\%$ ）和28%（IV组梁 $\mu=0.1\%$ ）。抗裂强度的提高主要是由于混凝土抗拉强度提高的结果。

开裂荷载与时间因素有关的事实也可以从试件IVg15—1d看出，这一试件在峰值荷载下没有开裂，但在荷载已稍有衰减的90ms后突然出现裂缝，钢筋应变从 670μ 骤增到 2500μ ，挠度增长一倍。当然这种突出的变化在正常配筋率的梁中是不会发生的。这根梁的配筋率只有0.15%。

2. 拉区剩余裂缝

经受爆炸曲线形式荷载作用的高强钢筋试件，卸载后的剩余裂缝宽度列于表2。表中的 M_t 为实测峰值荷载作用下的跨中截面弯矩， M_{Rd} 为截面在动载下的计算抗弯能力， a_t 为剩余裂缝宽度。

试验的主要结果如下：

1) 只要钢筋不屈服，抗弯截面在接近屈服弯矩的内力作用后的剩余裂缝宽度都很小，

I 组试件约为0.05~0.1mm，其余三组试件的剩余裂宽一般均在0.05~0.1mm以下。

表 2

| 试件编号 | P_f (t) | M_f/M_{Rd} | a_f (mm) | 备注 |
|---------------|-----------|--------------|------------|--------|
| I_g 90-2 | 8.9 | 0.87 | 0.1 | 前后加6次 |
| I_g 90-3 | 9.0 | 0.80 | 0.1 | |
| I_g 50-1 | 2.2 | 0.31 | 无裂缝可见 | |
| | 4.4 | 0.62 | 0.05 | |
| | 5.1 | 0.72 | 0.05~0.1 | |
| | 6.0 | 0.85 | 0.1 | |
| | 6.6 | 0.93 | 0.15 | |
| | 8.1 | 1.15 | 0.2 | |
| I_g 50-3 | 4.6 | 0.61 | 0.05~0.1 | |
| I_g 50-4 | 4.9 | 0.64 | 0.1 | |
| I_g 30-1 | 4.5 | 0.76 | 0.1 | 加2次 |
| | 5.2 | 0.88 | 0.1~0.15 | |
| I_g 30-2 | 4.5 | 0.76 | 0.1 | |
| II_g 35-1 | 2.2 | 0.85 | 仅可察觉 | |
| II_g 35-2 | 1.9 | 0.75 | 0.02 | |
| II_g 55-1 | 3.1 | 0.87 | 0.05~0.10 | |
| II_g 55-2 | 3.0 | 0.83 | 0.06 | |
| II_g 105-1 | 5.6 | 0.81 | 0.05 | |
| II_g 105-2 | 5.75 | 0.80 | 0.04 | |
| III_g 35-1 | 3.0 | 1.0 | 0.07 | |
| III_g 50-2 | 4.25 | 0.96 | 0.08 | |
| III_g 50-3 | 4.07 | 0.94 | 0.06 | |
| III_g 105-1 | 7.65 | 0.91 | 0.05 | |
| III_g 105-3 | 7.35 | 0.87 | 0.05 | |
| III_g 105-4 | 7.40 | 0.86 | 0.05 | |
| IV_g 10-1 | 4.4 | 1.02 | 无 | 小于开裂荷载 |
| IV_g 15-1 | 6.33 | 1.05 | 0.1 | |
| IV_g 120-1 | 9.02 | 0.79 | 0.03 | |
| IV_g 120-2 | 9.68 | 0.85 | 0.04 | |
| IV_g 150-1 | 8.67 | 0.79 | 0.03 | |

2) 配筋率高的梁，剩余裂宽较小，这与静载下的规律是一致的。如Ⅲ、Ⅳ组梁的配筋率从1.5%依次下降到1.05%、0.35%和0.15%时，裂宽从0.03依次增到0.05，0.07和0.1mm。

3) 在爆炸曲线形式荷载多次反复作用下，只要钢筋不超过屈服强度，剩余裂缝宽度无明显增长，如试件 I_g 50—1d先后加了六次荷载，因为试件用冷拉45MnSiV无明显屈服台

阶 ($\sigma_{0.2}=7200\text{kg/cm}^2$), 最后三次加载时的钢筋计算应力估计在 $5700, 6200$ 和 7700kg/cm^2 左右, 但最后累积下来的裂缝宽度也不过 0.2mm 。

4) 试件 I₂90 配筋率虽高, 但剩裂宽亦为 0.1mm , 显得偏大, 估计与 40MnSiV 配筋有关, 这一钢筋的比例极限较低, 荷载下的钢筋应力超过了比例极限。

所以如结构按弹性阶段工作, 采用高强钢筋配筋的梁在动载作用后的剩余裂缝宽度一般不会超过 0.1mm 。考虑到实际工程中尚有静载 (如覆土等自重), 所以动载作用后的剩裂宽度估计要大些。

由于量测技术上的困难, 未能测得峰值荷载下的裂缝宽度。据静载试验观察, $35\text{Ti}_2\text{Si}$ 配筋试件当钢筋应力约为 5000kg/cm^2 时的裂缝宽度为 $0.2\sim 0.3\text{mm}$ (配筋率 1.2%) 和 $0.3\sim 0.4\text{mm}$ (配筋率 0.5%), 而对应的 16Mn 配筋试件为 $0.1\sim 0.15\text{mm}$ 和 $0.2\sim 0.5\text{mm}$, 其钢筋应力约为 3500kg/cm^2 。

图 8a、b 为 $35\text{Si}_2\text{Ti}$ 梁与 16Mn 梁在静速试验下的裂缝图形, 此时的钢筋应力 σ_s 分别约为 5000 和 3500kg/cm^2 。图 8c、d 是这二种梁在爆炸曲线形式荷载作用后的剩余裂缝图形, 其中 16Mn 梁的峰值荷载下钢筋应力 σ_{st} 虽然小于 $35\text{Si}_2\text{Ti}$ 梁, 但剩余裂宽未见减少。

3. 屈服前刚度

试验表明: 影响动载下刚度的主要因素是配筋率, 配筋率愈高, 刚度愈大, 二者几乎成正比, 这与静载下的规律相同。图 9 列出了爆炸曲线形式加载测得高强钢筋梁的刚度值。

钢筋应力增加时刚度略有降低, 如对比 III 组配筋率为 0.5% 的 16Mn 梁与 $35\text{Si}_2\text{Ti}$ 梁, 前者的 B_1/bh^3 为 8.7 和 8.37×10^3 (钢筋应力约为 3500kg/cm^2), 后者 (钢筋应力约为 5000kg/cm^2) 则为 7.99 和 7.73×10^3 , 平均差值 10% , 但在高配筋率的 IV 组梁中未有明显差别。

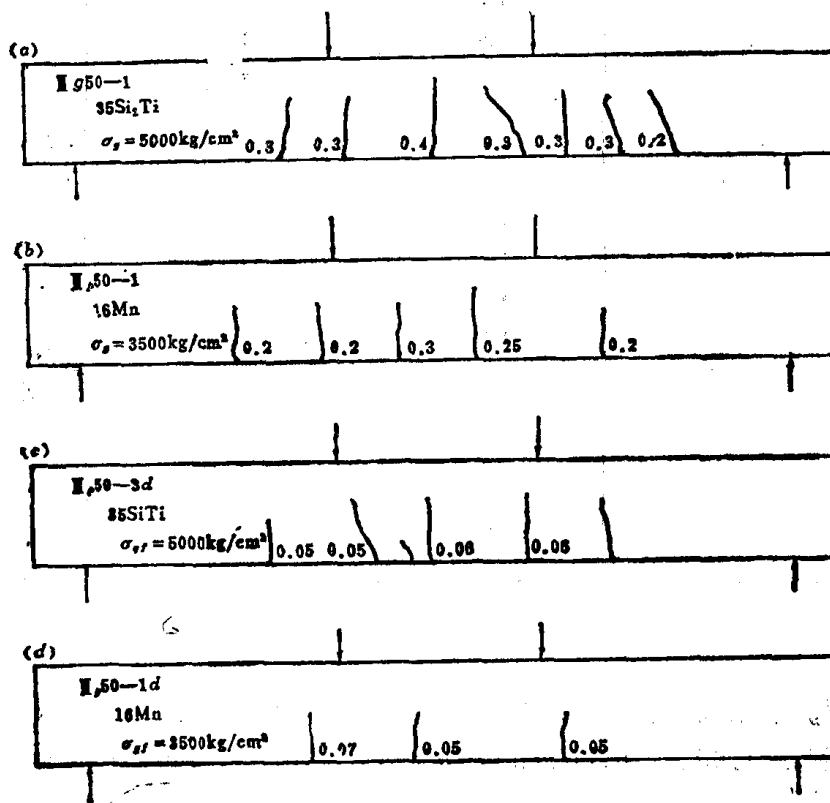


图 8 a、b 静速加载 c、d 爆炸曲线形式加载后
拉区混凝土裂缝情况 (屈服前)

对比同一组试件在静速与快速下的结果，发现快速变形下的刚度仅略高于静载，由于快速变形下的屈服荷载略高，所以二者的屈服挠度值 y_s 基本相等。

构件的屈服前刚度 B_1 是分析超静定结构内力、确定结构总变形以及计算自振频率的重要参数，在抗爆结构的设计文献中可见到不同的计算公式，主要有：

$$1) B_1 = 0.625 E_c J = 0.625 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{10^6}{1.7 + 360/R} \quad (1)$$

这个公式引自49年前的苏联钢筋混凝土结构设计规程，系数0.625是考虑裂缝出现使得整体断面刚度 $E_c J$ 折减的经验系数， E_c 为混凝土变形模量，公式既不考虑配筋率也不考虑钢筋应力的影响，或者说它只适用于民用结构常用配筋率（ $\mu > 1.5\%$ ）的情况，显然不适用于低配筋率及高应力状态的抗爆构件。

$$2) B_1 = 0.8 E A_g h_0^2 \left(1 - 1.5 \mu \frac{R_g}{R_w} \right) \quad (2)$$

这个公式也引自苏联的有关计算资料，实际上是苏联55年钢筋混凝土结构计算规程所用公式的简化，式中 E 为钢材弹性模量。

$$3) B_1 = b h_0^3 \cdot E_c \left[k^3 / 3 + \mu n (1 - k^2) \right] \quad (3)$$

其中： $k = n \mu \left(1 - \sqrt{1 + 2/\mu n} \right)^{\frac{1}{2}}$ ， $n = E_s / E_c$ 。

这是美国采用的计算开裂单筋截面刚度的公式，根据拉区混凝土退出工作，压区混凝土应力按三角形分布，同时断面应变符合平截面假定的关系导出。

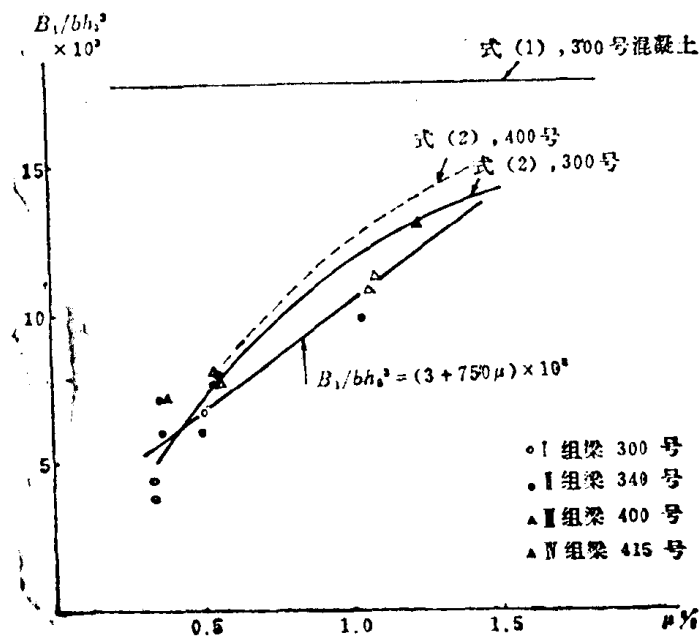


图 9 刚度的试验值与计算公式比较

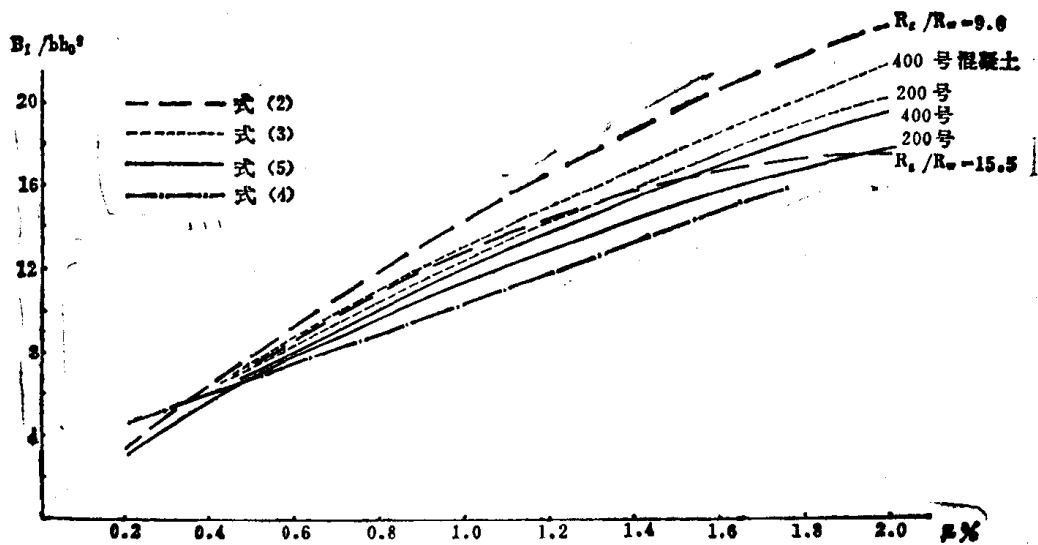


图 10 刚度不同计算式的比较

从图9可见，式(1)远离试验数据，肯定不能采用。式(2)、(3)与试验值接近，并略偏高。矩形截面高强钢筋梁的屈服前刚度可以根据试验结果用更简单的线性经验公式确定

$$B_1/bh_0^3 = (3 + 750\mu) \times 10^3 \quad (4)$$

上式适用于混凝土标号为300—400#，配筋率范围0.3~1.2%。

在以上计算中，混凝土变形模量没有考虑快速变形下的变化。

为了使刚度计算公式与现行钢筋混凝土结构设计规范一致，抗爆结构的刚度也可采用TJ 10-74中的公式，但应予适当修改。整体截面(开裂前)刚度 B_0 可取为 $B_0 = bh^3/12$ ，即取消民用规范中考虑荷载作用时间较长乘上的系数0.85。对于屈服前截面的刚度 B_1 ，也同样除以系数0.85，且因应力较大，忽略粘着力对钢筋变形的影响，这样得出：

$$B_1/6h_0^3 = \frac{\mu E}{1.35 + 6\mu n} \quad (5)$$

图10画出(2)、(3)、(4)、(5)诸式的曲线，它们均比较接近。应用时建议按(4)、(5)计算。

四、梁的塑性变形与特性

试验得出各个试件的塑性极限挠度 y_p (混凝土开始破损时)、混凝土受压破损应变 ϵ_c 以及延性比 $\alpha = y_p/y_s$ 等数据列于表3。

图11为快速变形下试件的典型抗力曲线形状，其中纵坐标为抗力 R 即加于试件的总荷载，横坐标为跨中挠度 y 。

1. 混凝土的破损应变 ϵ_c 。