

钢筋混凝土“Γ”形框架试验研究

黄振国 许琪楼

(土建系)

提 要

作者试验了六根钢筋混凝土“Γ”形框架。试验采用不同的水平荷载和竖向荷载加载比例,直接量测了支反力,研究了内力重分布过程、破坏机构、极限承载力等。并与作者在文献[2]中提出的理论计算方法进行对比,理论计算与试验符合较好。

关键词: 钢筋混凝土框架、内力重分布、

一、前 言

目前钢筋混凝土超静定结构的截面设计采用极限状态方法,而内力计算采用弹性分析方法,这种不协调现象是钢筋混凝土计算理论上急待解决的一个重大课题。我们知道钢筋混凝土并非理想弹性材料,当荷载较小时,钢筋混凝土超静定结构的内力大致接近弹性计算结果;当荷载逐渐增大时,由于混凝土的非线性变形、拉区混凝土开裂、钢筋与混凝土之间粘结力的破坏以及钢筋屈服等现象先后出现,结构内力分布便随之改变,这种现象称为内力重分布。因之无论使用阶段或极限状态时钢筋混凝土超静定结构的内力和按理想弹性体求得的内力都不一致。简单地由截面极限强度是不能给出超静定结构实际承载能力的,因而也不能正确估计整个结构的安全度。

随着对钢筋混凝土基本性能研究的深入,特别是电子计算机的出现和有限单元法的应用,使钢筋混凝土结构弹塑性计算理论的研究有了较快的发展。各国都在这方面进行了一些研究和应用[1][7][8][9]。为制定我国《钢筋混凝土超静定结构考虑塑性内力重分布计算规程》全国钢筋混凝土结构标准技术委员会成立了框架非弹性设计学组,对此问题进行试验研究。我们进行的“Γ”形框架试验即所承担的其中一部分课题任务。这一批我们共进行了六根“Γ”形框架试验,对内力重分布全过程及其规律、极限荷载、破坏机构,结构延性等进行研究,并和我们在文献[2]中提出的实用公式进行对比。

二、钢筋混凝土“Γ”形框架试验

(一) 构件设计

本次试验规划了六根“Γ”形框架。框架尺寸及配筋详见图1。

构件由郑州市第二建筑公司制作。采用机械振捣,自然养护。在每种受力筋上截取六根试棒,以测定其屈服强度和极限强度。表一为构件受力纵筋的实际直径、面积、屈服强度和

*参加试验工作的还有孙增寿、赵建军、霍建华、王继明、辛萍等。

本文1987年3月21日收到

极限强度。表2为各框架的实测砼强度。

为了防止框架梁和柱剪切破坏,配置了较密的箍筋。

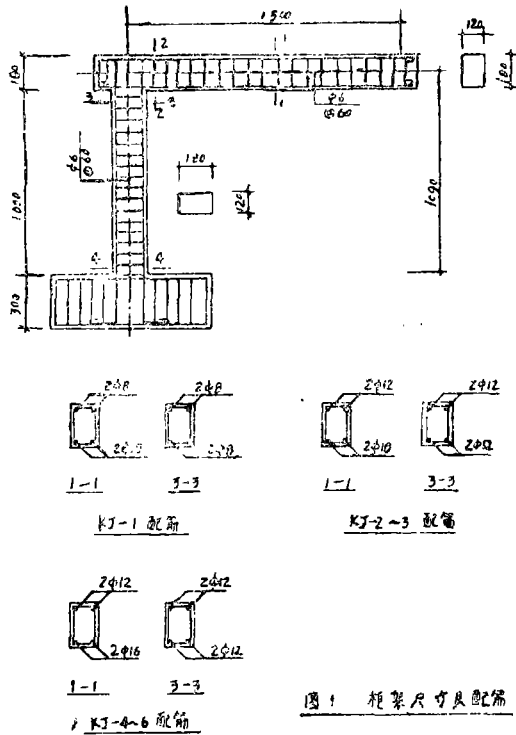


图1

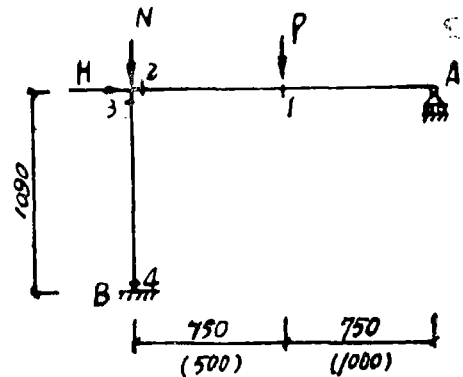


图2

表 1

钢 筋 规 格	$\phi 18$	$\phi 16$	$\phi 12$	$\phi 8$
实 测 直 径 (mm)	18.05	15.92	12.02	7.86
截 面 面 积 (cm^2)	2.559	1.99	1.135	0.485
屈 服 强 度 (kg/cm^2)	2731	3375	2528	3817
极 限 强 度 (kg/cm^2)	4371	4900	3531	4231

表 2

框 架 号	KJ-1	KJ-2	KJ-3	KJ-4	KJ-5	KJ-6
砼标号 (kg/cm^2)	451	405	422	320	440	372

(二) 加载形式及弯矩调幅

试验框架的支承形式及加载形式如图2所示。尺寸均为厘米(cm)。括号中数字仅用于框架KJ-1。

采用柱底固定, 梁端铰支的半门式刚架, 使结构为一次超静定。支反力可直接由压力传感器测得, 由测得的支反力求出各截面的内力, 以便研究实际内力重分布全过程。

通过改变水平荷载 H 和竖向荷载 P 的比例值, 模拟实际结构在不同水平荷载作用下的情况可形成不同的破坏机构, 以研究各种不同破坏形式下的极限承载力。

表3给出各框架加载情况及截面弯矩调幅值。

表3

框架号	KJ-1	KJ-2	KJ-3	KJ-4	KJ-5	KJ-6
$\alpha=H/P$	$-1/6^*$	$-1/4$	$-1/3$	$-1/5$	$1/4$	$1/2$
$N(kg)$	5000	5000	0	5000	0	0
调幅截面	2,3	2,3	2,3	2,3	4	4
调幅值 δ	45.6%	25%	35%	20.7%	35.7%	41.5%

注*负值表示水平荷载自右向左加载

(三) 试验方法

全部试验在郑州工学院土建系结构试验室内进行。

1. 加载

各框架采用了不同的水平荷载和垂直荷载比例 $H/P = \alpha$ 。采用比例加载法, 即整个加载过程中每级荷载都使 H/P 保持不变。考虑到一般正常使用荷载下轴力较小, 仅在地震力和风力等作用下才可能有较大轴力, 只在其中三根框架柱顶按轴压比约 $N/R_{ab}h = 0.1$ 加一恒载。图3为加载装置布置图。

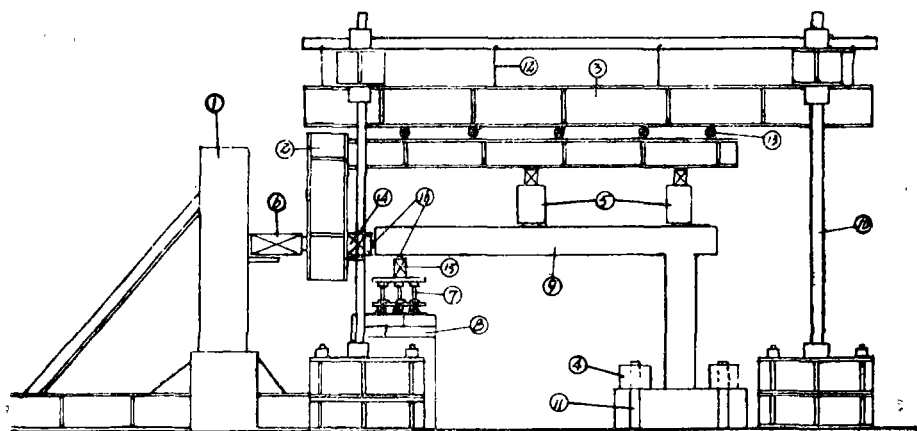


图3 加载设备图

①水平反力架②加荷拐③横梁④锚具⑤千斤顶⑥千斤顶⑦滚动支座⑧反力垫⑨构件⑩承力架⑪地脚螺栓

⑫花兰螺杆⑬滚轴⑭传感器⑮传感器⑯球铰

由于对框架同时施加竖向荷载和水平荷载, 因此必须保证在水平荷载作用下, 竖向加载

千斤顶要同框架横梁一起作水平位移。为此我们做了专门的设备如图3中所示,在两个承力架⑩上安置一个横梁③,承受竖向反力。水平力由水平反力架①承受。设计了一个专门的钢拐子②,在侧向水平力作用下,可使竖向加载千斤顶⑤随构件⑨一起作水平移动,以避免构件水平移动时竖向千斤顶倾斜。在拐子横梁与上部承力横梁③之间设置滚轴,以便拐子水平移动。水平力由拐子外侧的水平加载千斤顶施加,而读数是内侧的荷载传感器④上读取,这样由于滚动而产生的摩擦力就不包括在读数内,框架柱底端设计一个截面较大的短横梁与框架柱浇注在一起,并用较大的地脚螺栓固定在地槽内,以保证柱底为固定端。

2. 反力量测

为了模拟活动铰支座,专门设计了一个可调高度的平移支座。通过三个螺栓上的螺帽可调整上垫板高度,支座的下垫板刨平,其下放三个滚子,保证在水平荷载作用下支座和横梁同时水平移动。反力大小通过压力传感器测量。

3. 应变量测

在可能出现塑性铰的部位梁跨中、支座及柱顶截面用杠杆应变仪量测平均应变(标距 10 cm),柱底截面用千分表和倾角仪量测平均应变和倾角。为了量测受拉钢筋的平均应变,在受拉钢筋上焊短筋穿过保护层到表面,并在短筋上套塑料管防止和砼粘接。在框架梁节点和跨中及柱上下端截面的受拉钢筋上贴电阻片,量测加载各阶段的应变和屈服时间。

4. 垂直位移和水平位移量测

在跨中加载点用机电百分表量测竖向挠度。在框架节点放百分表量测水平位移。

由于试验过程中框架横梁的水平移动,必须使量测竖向挠度的仪表要和构件一同水平移动。为此制作一个专门装置,百分表放在装置横梁上和构件一起水平移动,可测出梁跨中相对于支座和柱顶的挠度。

5. 裂缝量测及仪表布置

每加一级荷载后,用放大镜观察裂缝的开展情况,并在试件表面上加以描绘。同时用刻度放大镜测裂缝的宽度。

仪表布置示意图如图4所示。

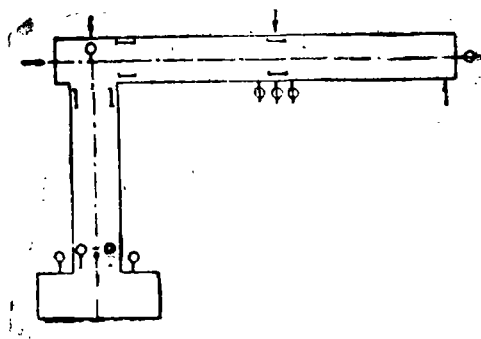


图4 仪表布置图

○ 千分表 1-1 杠杆引伸仪 △ 百分表 ↑ 测力计 ↑ 倾角仪

(四) 试验过程

1. 试验准备

试件就位及安置各种仪表后,对框架进行静力调平,其方法是调整可调支座的高度使其反力值与弹性静力计算反力值相同(考虑框架横梁及竖向加载设备自重)。然后试加载、卸载、准备试验。

2. 加载程序

竖向荷载 P 和水平荷载 H 按比例分级施加,

直到破坏。加一级荷载后,轴力一次加到予定值。每级荷载均为估算极限荷载的15%左右,邻近破坏时缩小荷载级别增加次数。每次加载后恒荷10分钟,读各仪表数据。每4品框架试验时间约为3~4小时。

三、试验结果及分析

(一) 破坏机构和极限承载力

全部试验框架均在梁中,梁端或柱顶、柱底截面弯矩最大处出现拉筋屈服,形成塑性铰(此时由实测反力求得该截面弯矩也达到极限弯矩),整个框架形成机构而破坏。试验框架的实际破坏机构均与按理想弹塑性材料的塑性分析方法求得破坏机构相一致。试验测得极限承载力均大于按塑性理论计算的极限承载力,证明所有框架均完成了内力重分布。表4列出各框架的理论计算极限荷载和实测极限荷载值。

表 4

框 架 号	KJ-1	KJ-2	KJ-3	KJ-4	KJ-5	KJ-6
理论计算极限荷载 P_{ul} (t)	7.17	6.37	6.37	6.04	4.43	2.86
实测极限荷载 P_{us} (t)	7.3	7.3	7.14	7.6	4.73	3.4

图5给出各框架的破坏机构及塑性铰出现次序。

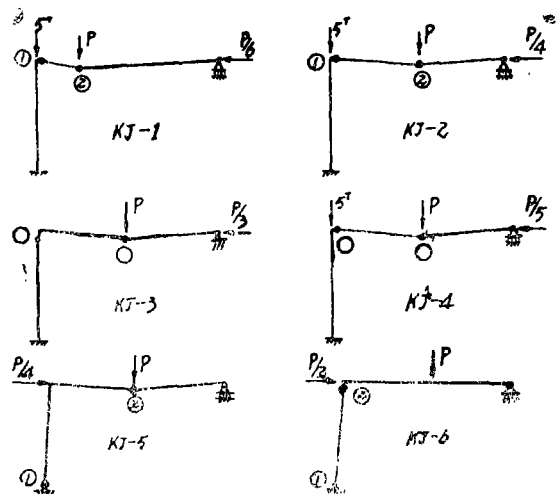


图5 框架破坏机构

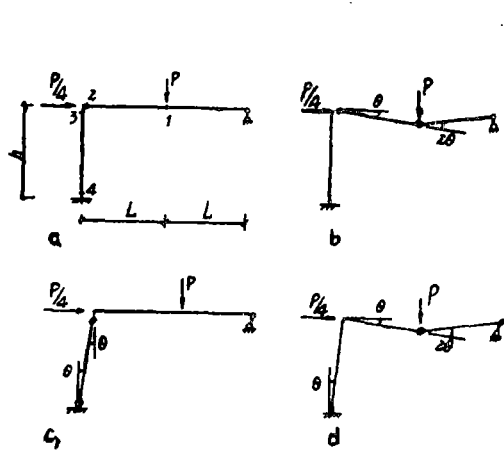


图6 a简图 b梁机构 c柱侧弯机构 d联合机构

极限荷载的理论计算方法与试验值比较:如框架KJ-5(图6a)配筋及尺寸见图1,求得截面1的极限弯矩 $M_1^u = 1.88 \text{ t}\cdot\text{m}$,截面2、3、4极限弯矩为 $M_2^u = M_3^u = M_4^u = 0.76 \text{ t}\cdot\text{m}$ 。则破坏机构有三种形式,分别求出极限荷载,根据上限定理其中最小值为真正的极限荷载。

($L = 0.75 \text{ m}$, $h = 1.09 \text{ m}$)

1. 梁破坏机构(图6b)

$$P \times \theta \times L = M_u^2 \times \theta + M_u^1 \times 2\theta$$

$$P_u = \frac{1}{L} (2M_u^1 + M_u^2) = \frac{1}{0.75} (2 \times 1.88 + 0.75) = 6.03^t$$

2. 侧移机构 (图6c)

$$\frac{P}{4} h \times \theta = M_u^3 \times \theta + M_u^4 \times \theta$$

$$P_u = 5.5^t$$

3. 联合破坏机构 (图6d)

$$P \times \theta \times L + \frac{P}{4} \times h \times \theta = M_u^1 \times 2\theta + M_u^4 \times \theta$$

$$P_u = 4.42^t$$

由上限定理, 理论计算极限荷载应为 4.42^t 破坏机构应为联合机构 (图6d)。根据试验实测极限荷载为 4.73^t , 约大于理论值7%, 试验框架破坏机构为联合机构与理论分析相一致。

(二) 内力重分布过程

随着荷载增加。在弯矩较大截面首先出现裂缝, 使构件刚度发生变化即产生内力重分布, 使各个截面M值偏离弹性计算值。图7给出实测P—M曲线, 由图中可看到内力重分布整个过程。

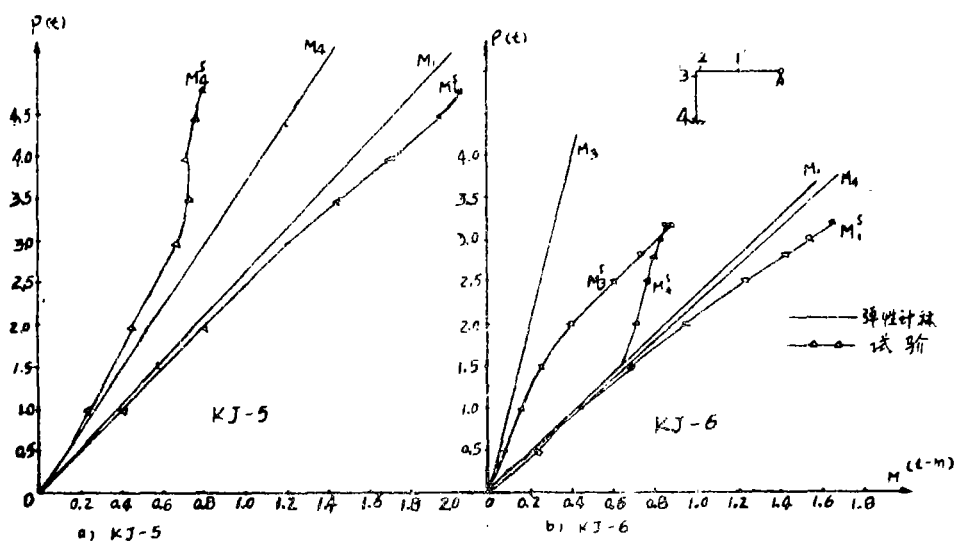


图7 框架P—M关系

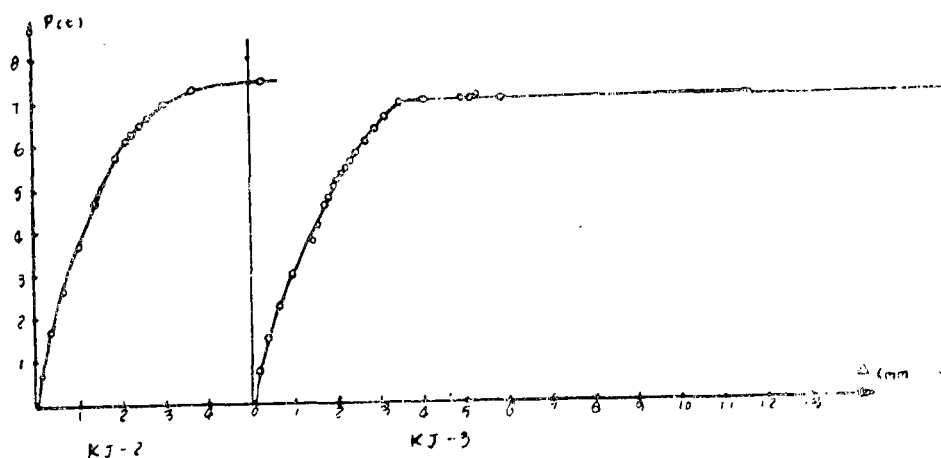
表5给出了各框架第一个塑性铰形成时荷载的实测值和按弹性理论计算值的比较。

表5 第一个塑性铰形成时荷载

框架号	KJ-1	KJ-2	KJ-3	KJ-4	KJ-5	KJ-6
弹性计算值*(t)	3.9	4.73	4.07	4.8	2.84	1.7
试验值(t)	5.0	6.0	6.4	6	3.6	2.5

*按弹性体系计算某截面首先达到极限弯矩的荷载

由表5可看到, 各框架第一个塑性铰出现荷载的试验值比理论值大很多, 说明在塑性铰出现前由于砼的非线性性质及裂缝形成等因素, 已完成调幅所需的大部分内力重分布, 因而降低了对塑性铰转角的要求。



(a)

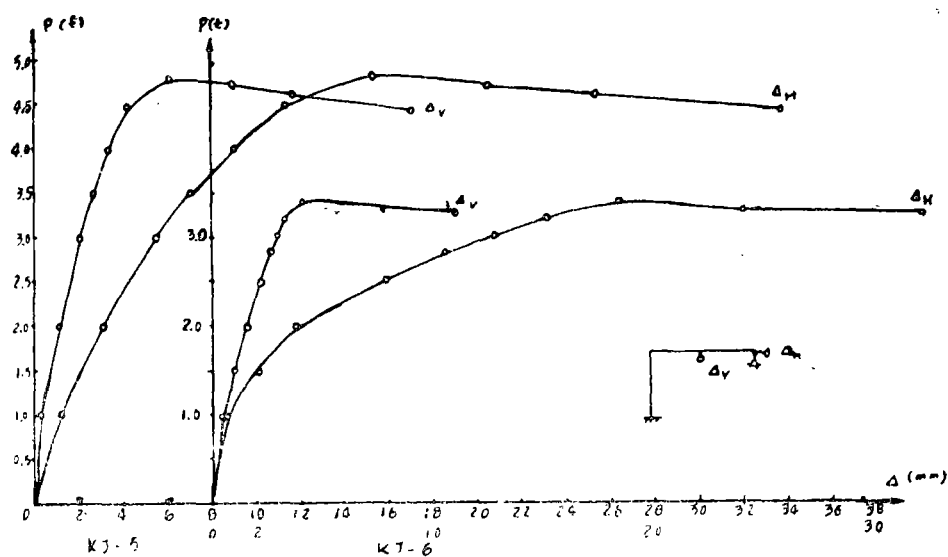


图8 (b) 框架荷载—挠度曲线

(三) 挠度及延性

在图8中给出各试验框架的实测 $P-\Delta$ 曲线。

求使用荷载下挠度时使用荷载按下式计算

$$P_{\text{使}} = \frac{P_u}{K_1 K_2}$$

式中 $K_1 = 1.4$ 为受弯构件安全系数； $K_2 = R_s/R_g$ 为材料附加强度系数，其中 R_s 为钢筋实测屈服强度度， R_g 为设计强度。

表6给出试验框架使用荷载下挠度及延性比 β 。

表6

框 架 号	KJ—1	KJ—2	KJ—3	KJ—4	KJ—5	KJ—6
使用荷载 (t)	4.23	4.1	4.1	3.37	2.47	1.58
使用荷载下 挠度 (cm)	竖向 f_v	0.06	0.13	0.16	0.12	0.17
	水平 f_H	/	0.04	0.04	/	0.43
	f_v/L	$\frac{1}{2500}$	$\frac{1}{1150}$	$\frac{1}{937}$	$\frac{1}{1250}$	$\frac{1}{882}$
形成机构时挠度 f_u (cm)	0.18	0.54	0.78	0.68	$\frac{0.61}{1.53}$	$\frac{0.51}{2.3}$
延性比 $\beta = f_u/f_v$	3.0	4.15	4.88	5.67	$\frac{3.59}{3.56}$	$\frac{3.4}{7.67}$

由表6可见，各架框在使用荷载下挠度均满足规范要求。其中 f_u 为第二个塑性铰刚刚形成时挠度，并非极限挠度。表6中KJ—5、KJ—6最后三项斜线下的数字各为 f_H/h 、 f_u （水平）和 f_H （水平）/ f_v 。

(四) 裂缝分布

六中品框架的裂缝分布图示于图9。由裂缝图也可看出各塑性铰截面均受弯破坏。

KJ—1~4为梁式破坏机构，在跨中有一两条主要裂缝，两侧有较多裂缝出现（约5~7cm间距），节点处一般只有二、三条裂缝。KJ—5、KJ—6为联合机构和侧移机构破坏，柱上裂缝较集中，均在柱底出现一条主要裂缝，沿柱高裂缝分布较疏，裂缝宽度也小。

四、理论计算与试验对比

用我们在文献[2]中提出的考虑钢筋非线性性能的计算公式（13）、（14）、（16）、（17）进行计算并与实验值对比。

(一) 计算非线性内力全过程

例1: 框架KJ—5尺寸及配筋 详图1。在图10中给出框架简图、荷载作用下弯矩图及单位弯矩图。已知: $L=0.75\text{m}$ 、 $h=1.09\text{m}$ 、各截面极限弯矩为 $M_1^1=1.88\text{kN}\cdot\text{m}$ 、 $M_3^3=M_4^4=0.76\text{kN}\cdot\text{m}$ 。求各阶段内力。

由文献[2]中式(5)、(6)、(7)可求得各截面系数A、B之值。
 $A_1=0.51 \times 10^{-2}/\text{t}\cdot\text{m}^2$ 、 $B_1=0.29 \times 10^{-2}/\text{t}^2\cdot\text{m}^3$ 、

$A_3=A_4=0.527 \times 10^{-2}/\text{t}\cdot\text{m}^2$ 、
 $B_3=B_4=1.59 \times 10^{-2}/\text{t}^2\cdot\text{m}^3$ 。

由文献[2]中(17)式

$$\Sigma \int (AM + BM^2) dx = 0$$

…………… (17)

利用文献[2]中积分表①⑤⑥分段积分得

$$\begin{aligned} & \left(-\frac{1}{2}\right)L\left[\frac{A_1}{3}M_1 + \frac{B_1}{4}M_1^2\right] \\ & -L\left[(A_1M_3)\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{12}\right) + (B_1M_3^2)\left(\frac{1}{4} + \frac{1}{24}\right) + (A_1M_1)\left(\frac{1}{6} + \frac{1}{6}\right) + (B_1M_1^2)\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{8}\right) + (B_1M_1M_3)\left(\frac{1}{6} + \frac{1}{12}\right)\right] \\ & + h\left[\frac{A_4}{2}(M_4 - M_3) + \frac{B_4}{3}(M_4^2 + M_3^2 - M_4M_3)\right] = 0 \dots\dots (a) \end{aligned}$$

由平衡条件得: $M_1 = \frac{1}{2} \left(PL + \frac{Ph}{4} - M_4 \right) \dots\dots\dots (b)$

$$M_3 = \frac{Ph}{4} - M_4 \dots\dots\dots (c)$$

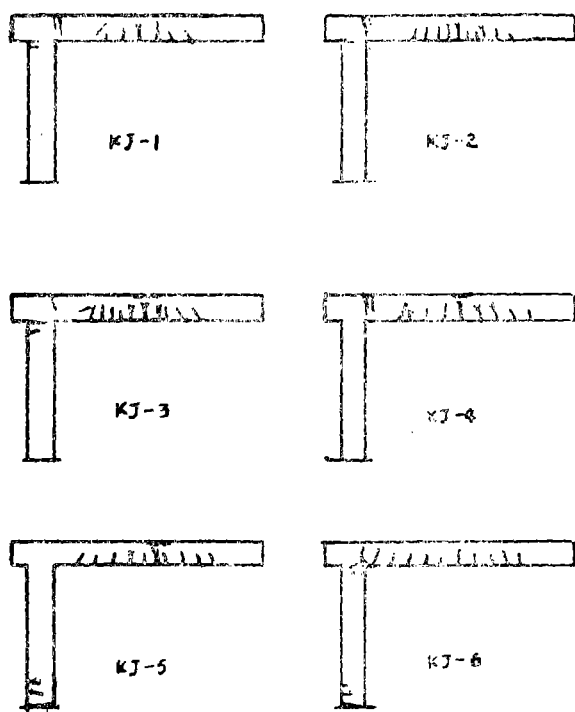


图9

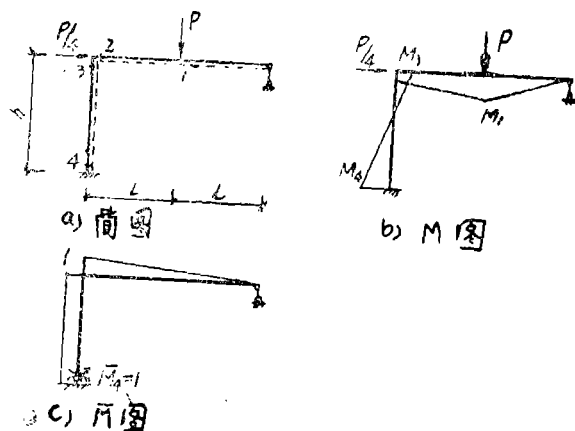


图10

将式(d)、(c)、及截面系数A、B代入(a)式,化简得

$$1.445M_4^2 + 0.867M_4 - 0.291PM_4 - 0.26P - 0.00229P^2 = 0 \dots\dots (a)$$

(b)式为P—M₄的二次方程,给定一个荷载的值,即可求得M₄,再由式(b)(c)可求M₁M₃,即可确定框架各截面弯矩。由P—M₄方程可见,P与M呈非线性关系。

1、当P=1^t时代入式(d)得

$$1.445M_4^2 + 0.576M_4 - 0.2623 = 0 \dots\dots (e)$$

解方程可求得 M₄=0.27^{t-m},代入式(b)(c)下求得 M₁=0.38^{t-m} M₃=0.0025^{t-m}

同理可求得

2、当P=2^t时, M₄=0.51^{t-m}、M₁=0.77^{t-m}、M₃=0.035^{t-m}

3、当P=3^t时, M₄=0.74^{t-m}、M₁=1.17^{t-m}、M₃=0.078^{t-m}

4、当P=3.2^t时, M₄=0.76^{t-m}截面4达到极限弯矩,形成塑性铰。由式(b)(c)可求得M₁=1.25^{t-m}、M₃=0.102^{t-m}。

5、当P>3.2^t,再增加荷载时,M₄保持不变(0.76^{t-m})由式(b)(c)可求得M₁M₃值。如P=4^t由(b)式得

$$M_1 = \frac{1}{2} (4 \times 0.75 + \frac{4 \times 1.09}{4} - 0.76) = 1.66^{t-m}$$

由(c)式得 M₃ = $\frac{4 \times 1.09}{4} - 0.76 = 0.33^{t-m}$

6、当达到M₁=1.88^{t-m}时。截面1也形成塑性铰,则框架成为机构,此时荷载为极限荷载。可由式(b)求得:

$$M_1 = \frac{1}{2} (PL + \frac{Ph}{4} - M_4) \dots\dots\dots (b)$$

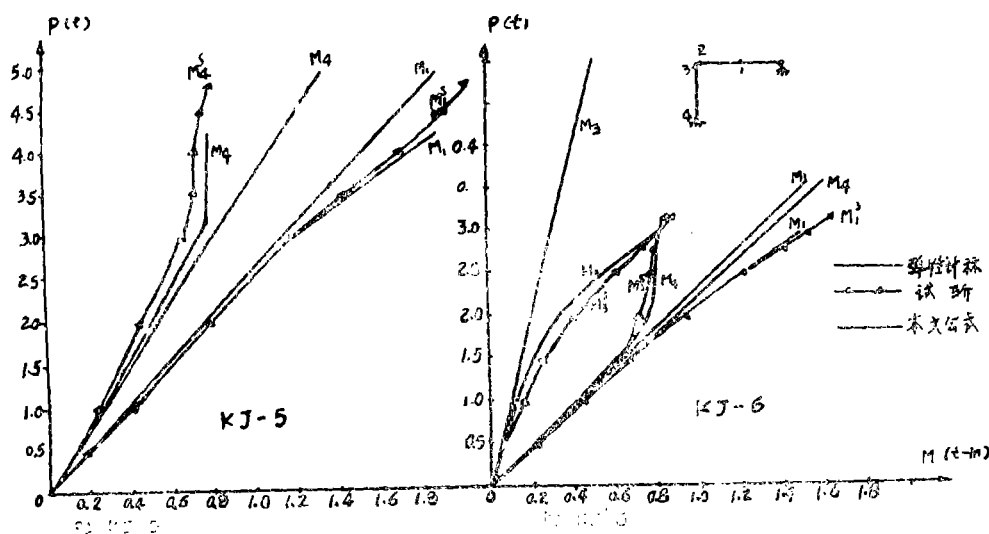


图11 框架P—M比较图

$$1.88^{t-m} = \frac{1}{2} [P_u (0.75^m + \frac{1.09^m}{4}) - 0.76^{t-m}]$$

$$\text{则 } P_u = 4.42^t$$

将以上算得内力与试验值及弹性理论计算值比较画在图11a中。图11b为KJ—6框架的计算值与试验值比较。由图中可看到我们给出的公式计算值较好地与试验值相符合, 反映出内力重分布过程。

(二) 求使用阶段变形及破坏前各阶段变形

在未形成塑性铰前采用文献[2]中(18)式

$$\Delta = \sum \int \bar{M} (AM + BM^2) dx + \sum \int \bar{N} (CN + DN^2) dx \quad \dots\dots\dots (18)$$

形成塑性铰后的变形计算有两种方法:

1、采用(16)式可选取任意静定体系

$$\Delta = \sum_{i=1}^{h+1} \bar{M} \theta_i + \sum \int \bar{M} (AM + BM^2) dx + \sum \int \bar{N} (CN + DN^2) dx \quad \dots\dots\dots (16)$$

2、根据最大位移定理也可采用(18)式。

例2: 求框架KJ—5各阶段非线性变形。

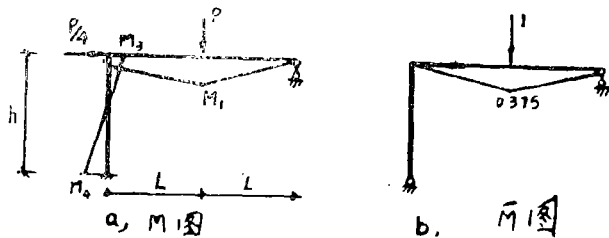


图 12

作单位弯矩图时取图12b所示静定体系, 因载面1直到破坏才形成塑性铰, 根据最大位移定理可用式(18)来计算直到破坏前各阶段变形。因轴力较小可只考虑弯曲变形则可用下式。

$$f_1 = \sum \int M (AM + BM^2) dx$$

利用积分表①③项得

$$f_1 = (0.375) L \left(\frac{A_1}{3} M_1 + \frac{B_1}{4} M_1^2 \right) + (0.375) L \left[\frac{A_1}{6} M_3 + \frac{B_1}{12} M_3^2 \right. \\ \left. + \frac{A_1}{3} M_1 + \frac{B_1}{4} M_1^2 + \frac{B_1}{6} M_1 M_3 \right]$$

将L、A、B, 代入得

$$f_1 = (0.096M_1 + 0.041M_1^2 + 0.024M_3 + 0.068M_3^2 + 0.014M_1 M_3) \times 10^{-2}(m) \quad \dots\dots (e)$$

(1) 当 $P = 1^t$ 时由例1知 $M_1 = 0.38^t \cdot m$ 、 $M_3 = 0.0025^t \cdot m$
 代入 (e) 式算得: $f_1 = (0.0433) \times 10^{-2} (m) = 0.0433^t m$ 。

同理可求得

- <2> 当 $P = 2^t$ 时 $f_1 = 0.1^t m$
 <3> 当 $P = 3^t$ 时 $f_1 = 0.176^t m$
 <4> 当 $P = 4^t$ 时 $f_1 = 0.301^t m$
 <5> 当 $P = 4.42^t$ 时 $f_1 = 0.355^t m$

将结果画于图13中与试验比较,可看出与试验值符合较好。

五、主要结论

(一) 由于钢筋砼的非线性性质,钢筋砼超静定结构内力并不按理想弹性体计算的内力来分布。当荷载较小时接近于弹性内力分布,随着裂缝开展及钢筋屈服等因素出现,结构中的内力发生重分布。本文采用的实用方法能较好地符合各阶段内力实际分布。

(二) 严格讲,目前的钢筋砼设计方法只能正确给出截面的安全度(对静定结构即结构安全度),并不能正确给出钢筋砼超静定结构的结构的整体安全度。按本文所述的结构塑性理论极限平衡分析方法,可较正确地给出整个结构的极限承载力,因而能正确估计结构的整体安全度。要按结构塑性分析方法进行钢筋砼超静结构计算要满足下列条件:

- 1、为了使结构形成理想机构所需要的转角值,即对塑性铰转角能力的要求,可表示为 $\theta_p \leq [\theta_p]$

根据本文公式(13)、(14)可计算出各塑性铰需要的转角值 θ_p 。各塑性铰允许转角值 $[\theta_p]$ 与截面尺寸、砼标号、钢筋性能、配筋率及荷载作用形式等因素有关,目前正在研究中可参看文献[3][4]。

- 2、使用荷载下的变形要满足使用条件要求。按本文方法可求得使用荷载下实际变形。
- 3、使用荷载下裂缝满足使用条件要求。
- 4、各截面安全度满足一定要求。

(三) 由六根品框架试验可知,在塑性铰形成前由于拉区砼开裂和砼的塑性变形等因素,可产生较大的内力重分布,因而使第一个塑性铰实际形成时荷载比按弹性方法计算的荷载要大很多。这就能改善使用阶段质量使调幅较大的超静定结构在使用荷载下不出现塑性铰。如试验框架KJ—1、KJ—3、KJ—6按弹性计算在其使用荷载作用下都应出现塑性铰,但试验

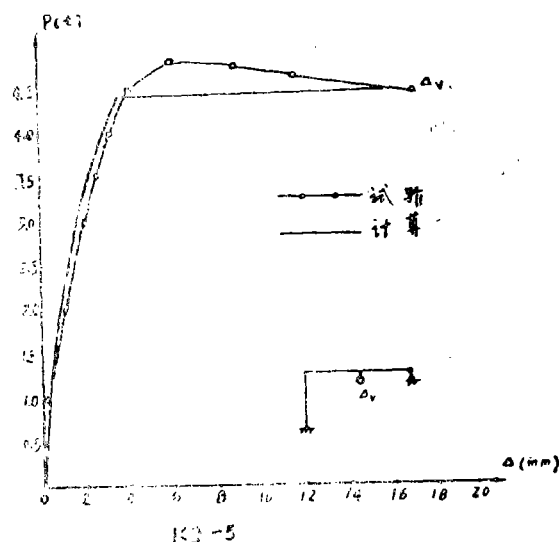


图 13

实测均未出现塑性铰。本文的计算方法能正确地求出第一个塑性铰形成时的荷载。

参考文献

- [1]中国科学院结构所: 钢筋混凝土结构考虑非线性变形计算理论论文集。
- [2]黄振国: 钢筋混凝土连续梁和框架的非线性计算, 郑州工学院学报, 1985第2期。
- [3]赵光仪、吴佩刚、周云龙: 钢筋混凝土连续梁的弯矩调幅限值的试验研究, 清华大学资料。
- [4]高振世、庞同和: 钢筋混凝土框架单元的延性和塑性铰性能, 南京工学院资料。
- [5]刘南科等: 钢筋混凝土框架考虑塑性内力重分布计算方法的研究, 重庆建筑工程学院资料。
- [6]王春瑞等: 求极限荷载的线性规划解, 天津大学资料。
- [7]M.Z.Cohn: Nonlinear Design of Concrete Structures-Problems and Prospects, Nonlinear Design of Concrete Structures. CSCE-ASCE-AIC-CEB international Symposium, University of Waterloo, Ontario, Canada, August 7--9, 1979.
- [8]Tunwa Sirisreethreerux and Tada-aki Tanabe: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames Proc. of JSCE" NO.292, December 1979.
- [9]M.A.Gerlein and F.W.Beaufait: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames, Nonlinear Design of Concrete Structures, CSCE-ASCE-AIC-CEB, international Symposium, University of Waterloo Ontario, Canada, August 7--9, 1979.

TEST RESEARCH FOR T-FRAMES OF REINFORCED CONCRETE

Huang Zhenguo, Xu Qilou

(Department of Civil Engineering and Architecture, Zhengzhou Institute of Technology)

Abstract

In this paper the tests results are presented on six specimens for T-frame of reinforced concrete under which applied different horizontal and vertical load proportionally and the bearing reaction is directly read out. The process of redistribution of internal force, mechanism of failure and limit load are analyzed. Finally the test results are compared to calculations on theoretical method proposed in reference [2] with good agreement.

Key words: steel reinforced concrete frame structure, internal force distributed