

“梁强于柱”、“等强梁柱”单层单跨框架试验研究*

徐诗童, 黄音, 陈明政, 王正霖

(重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要:通过对两榀分属“梁强于柱”、“等强梁柱”的单层单跨钢筋混凝土框架的试验和分析,研究了其内力重分布的特点,并对“柱强于梁”、“梁强于柱”、“等强梁柱”这三类框架的相关特点做了初步对比。通过对比,证实这三类框架是客观存在的,且每类框架的内力重分布特点各有不同,并提出这三类框架弯矩调幅设计必须综合考虑弹性弯矩图以及不同类型框架之间内力重分布特性的差异。

关键词:梁强于柱; 等强梁柱; 三类框架; 内力重分布; 弯矩调幅

中图分类号:TU375.4 **文献标识码:**A **文章编号:**1006-7329(2005)02-0041-05

Experimental Investigation of "Column with Weaker Beam" Frame and "Column with Equally Strong Beam" Frame

XU Shi-tong, HUANG Yin, CHEN Ming-zheng, WANG Zheng-lin

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: By the way of experiment and analysis of two "one story and one bay" reinforced concrete frames, namely a "beam with weaker column" frame and a "column with equally strong beam" frame, the features of internal force redistribution are investigated and an elementary comparison about bending moment redistribution of three kinds of frames namely the "column with weaker beam", "beam with weaker column" and "column with equally strong beam" is given. Through this comparison, the objective existence of such "three kinds of frame" is proven, the moment redistribution is different for each frame and for the moment modulation, the elastic moment diagram and the difference of the internal force redistribution in different frames should be considered together.

Keywords: beam with weaker column; column with equally strong beam; three kinds of frame; internal force redistribution; moment modulation

1 问题的提出

近年来,国内针对钢筋混凝土连续梁、框架等超静定结构考虑塑性内力重分布的内力计算方法展开了很多研究工作,取得了较好的研究成果。《钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程(CECS 51:93)》^[1]中的5.1.1条规定,“钢筋混凝土框架仅对框架梁的弯矩进行调整”;同时5.1.3条又规定,“框架柱各控制截面的弯矩、剪力、轴向力设计值仍取用弹性计算结果”。从该规程的上述规定来看,无侧移框架的塑性设计实际上隐含了柱受弯承载能力 $\sum M_{cy}^e$ 大于梁受弯承载能力 $\sum M_{by}^e$ 的假定($\sum M_{cy}^e > \sum M_{by}^e$),即“柱强于梁”。

但在实际工程中,如单层框架、多层框架顶层及复式框架边节点处,由于种种原因很容易出现“梁强于柱”($\sum M_{by}^e > \sum M_{cy}^e$),或者“等强梁柱”($\sum M_{by}^e$ 与 $\sum M_{cy}^e$ 较为接近)的情况。如果在这两种情况下,仍然采用“柱强于梁”情况下的弯矩调幅方法进行设计自然是不妥当的。目前,各国对“梁强于柱”钢筋混

* 收稿日期:2004-12-10

作者简介:徐诗童(1980-),男,四川达州人,硕士生,主要从事预应力混凝土方面的研究。

混凝土框架的塑性内力重分布规律以及相应的调幅方法均很少涉及。因此,本文作者对“梁强于柱”、“等强梁柱”这两类框架的相关性能进行试验并做了初步的理论探讨。

2 试验研究

2.1 试件设计

本文作者共进行了两榀单层单跨框架的调幅试验,其中一榀为“梁强于柱”框架(KJ-1),另一榀为“等强梁柱”框架(KJ-2),试验在重庆大学土木工程学院结构实验室进行。由于本次试验侧重于研究梁端、柱上端配筋不同对调幅的影响,故 KJ-1、KJ-2 采用相同的截面尺寸,其区别仅在于配筋量的不同。同时,为减小尺寸效应的影响,试件尽可能采用了较大的截面尺寸以接近实际工程情况。试件简图见图1。实测混凝土、钢筋力学指标见表1,表2。

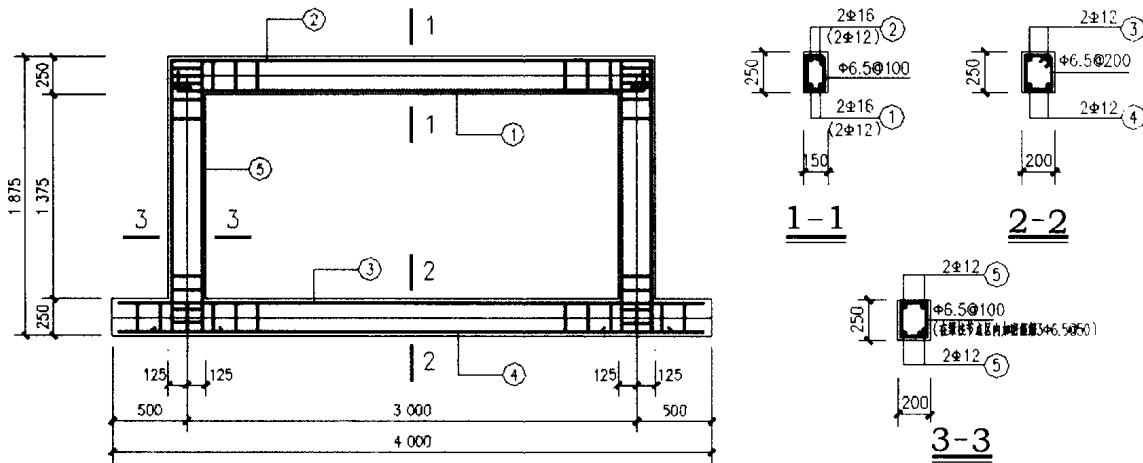


图1 试件简图

(图中括号所表示的是等强梁柱截面配筋)

表1 混凝土强度指标

试件编号	立方体抗压强度 $f_{cu}/N \cdot mm^{-2}$	轴心抗压强度 $f_c/N \cdot mm^{-2}$	轴心抗拉强度 $f_t/N \cdot mm^{-2}$	弹性模量 $E_c/N \cdot mm^{-2}$
KJ-1	38.6	29.3	2.29	3.23×10^4
KJ-2	30.5	22.6	1.95	2.97×10^4

表2 钢筋强度指标

钢筋直径/mm	屈服强度 $f_y/N \cdot mm^{-2}$	极限强度 $f_{t,u}/N \cdot mm^{-2}$	弹性模量 $E_s/N \cdot mm^{-2}$
16(HRB335)	375.7	591.8	1.95×10^5
12(HRB335)	383.3	570.4	2.01×10^5
6.5(HPB235)	320.1	471.6	2.09×10^5

2.2 试验方案

试验仅通过一台作动器对框架梁施加竖向荷载,并经刚性分配梁分配后形成两个相等的竖向集中荷载,分别作用于试验框架梁的两个三分点处,相应的试验加载装置及测试装置见图2。试验分为预加载和正式加载两步,正式加载以5kN为一个等级,并在预计的开裂荷载、“出铰”荷载以及极限荷载附近加密为2kN一个等级。本次试验未采用测力装置直接测试试件的反力,而是通过关键截面处的钢筋应变片、混凝土应变片来间接测定受力状态。每级加载后均采集所有相关数据,观察裂缝发展情况,用刻度放大镜量测裂缝宽度。

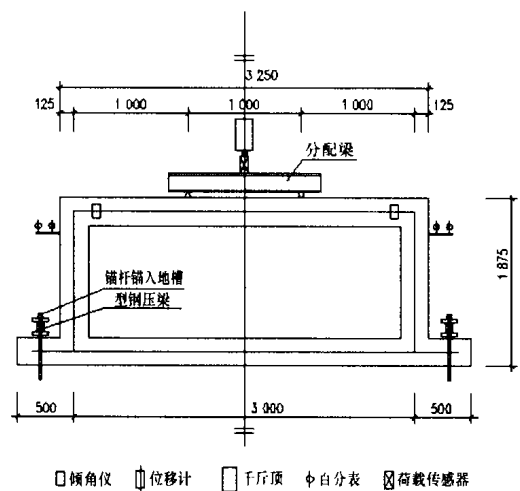


图2 试验加载与测试装置

3 实验结果及分析

3.1 试验现象

在加载初期,两榀框架均处于弹性状态。KJ-1 加载到 15.10 kN 时柱上端、梁端首先开裂;KJ-2

加载到 12.10 kN 时柱上端、梁端同样首先开裂。开裂后, KJ-1 的裂缝出现“阶梯性”发展,即柱上端裂缝发展最快,其次是梁跨中裂缝,最后是梁端裂缝发展;而 KJ-2 的裂缝则表现为“同步”发展,即柱上端、梁跨中以及梁端的裂缝均以相同的速度较快发展。

以最大裂缝宽度达到 1.5 mm 时的荷载值为极限荷载的下限值。加载到 50.10 kN 时, KJ-1 的柱上端最大裂缝宽度达到 1.5 mm,其受拉纵筋早已屈服,柱上端塑性铰业已形成,而梁跨中裂缝仅为 0.4 mm,梁端裂缝则更小;且通过实测应变表明,上述两处梁中受拉纵筋均未屈服。由此可推断,在极限荷载下限值的作用下, KJ-1 并没有形成“三铰”破坏机构,最大裂缝宽度是控制 KJ-1 调幅的主要因素。对于 KJ-2 来说,由于材料强度的随机性使得结构难以做到理想的“梁柱等强”,因此加载到一定阶段往往会表现出与“柱强于梁”框架或者“梁强于柱”框架相类似的特点。KJ-2 框架实际表现为“梁强于柱”——加载到 39.10 kN 时柱上端、梁跨中最大裂缝均同时达到 1.5 mm,且相应的受拉纵筋也均已屈服,因此基本上可认为柱上端、梁跨中已形成“三铰”破坏机构;而此时的梁端裂缝仅为 0.65 mm,钢筋实测应变表明梁端上侧受拉纵筋还未屈服。

以加载到整个结构无法继续承载、或无法持荷作为极限荷载上限值。在从极限荷载下限值到上限值的加载过程中,两榀框架的裂缝较之前都有更大的发展,塑性铰的转动更加充分。对于 KJ-1,加载到 56.10 kN 时的梁跨中最大裂缝宽度达到 1.5 mm,且该处受拉纵筋已屈服,梁跨中塑性铰已形成。虽然此时 KJ-1 已形成“三铰”机构,但由于塑性铰的转动能力还有一定的富余,荷载还可以继续增加,最终在加载到 64.10 kN 时因梁跨中受压混凝土突然压溃使其无法继续承载而破坏。KJ-2 虽然在加载到 39.10 kN 时已形成了柱上端、梁跨中的“三铰”机构,但由于塑性铰的转动能力同样仍有富余,其荷载仍可继续加载到 45.10 kN,并同样由于梁跨中受压混凝土突然压溃而破坏。

两榀框架的荷载-曲率($P-\varphi$)关系如图 3 所示。KJ-1 的三条曲线(柱上端、梁端、梁跨中)在荷载加至 15.10 kN 左右时几乎同时出现弯折。结合前述试验现象可知,此处弯折的出现是由于梁端、梁跨中以及柱上端在此荷载附近相继开裂所造成的。当荷载加到 40.10 kN 左右时, KJ-1 的柱上端曲线发生拐折,这反映了柱上端截面受拉纵筋的屈服;到 50.10 kN 左右时梁跨中受拉纵筋开始屈服,对应曲线也发生拐折。由于图 3 中曲线表示的是一个截面的关系,而在一个区域内形成塑性铰势必需要一个过程,结合相关试验现象不难看出,荷载从 40.10 kN 到 50.10 kN 之间是柱上端塑性铰形成的过程,当加到 50.10 kN 时柱上端塑性铰已基本形成;而到 56.10 kN 左右时梁跨中已形成塑性铰。曲线再次表明,在极限荷载的下限值作用下, KJ-1 并未形成“三铰”机构。同时,梁端曲线在开裂后的加载过程中基本维持稳定的斜率,曲线没有出现明显的拐点,也说明梁端在加载后期没有出现塑性铰。

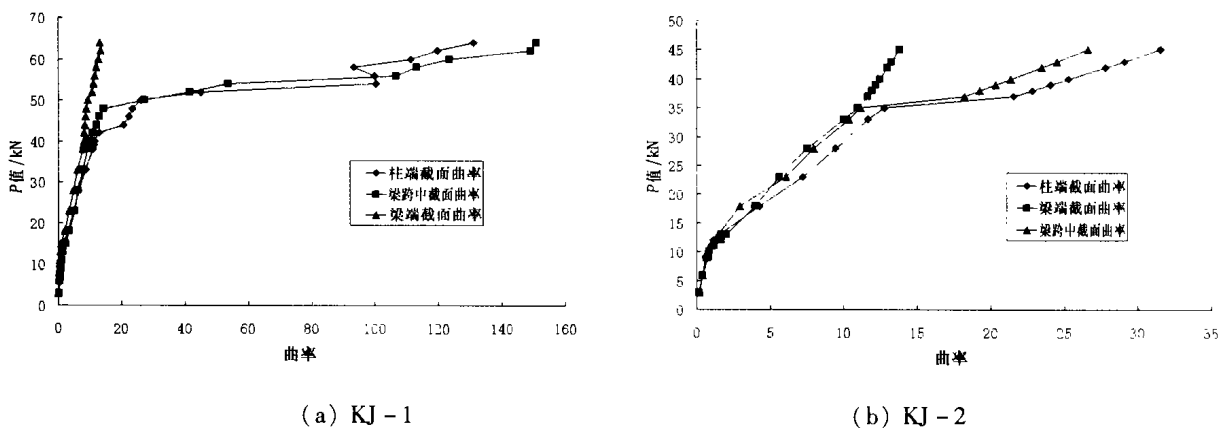


图 3 KJ-1、KJ-2 的荷载-曲率($P-\varphi$)曲线

就 KJ-2 框架而言,荷载加到 10.10 kN 左右时三条曲线基本同时出现拐点,说明柱上端、梁端以及梁跨中三者在此附近基本同时开裂;当荷载加到 35.10 kN 左右时,梁跨中以及柱上端曲线发生拐折,此二处受拉纵筋在此时开始屈服,至 39.10 kN 时基本同时形成塑性铰;梁端曲线并没有出现拐点,可判断梁端并没有出现塑性铰。

比较两榀框架的曲线容易发现, KJ-2 的曲线斜率比 KJ-1 小, 这主要是由于前者的框架梁配筋较后者少一些。

3.2 内力重分布

对于“梁强于柱”的 KJ-1 来说, 柱上端产生塑性铰, 弯矩向梁跨中进行正向调幅, 从而使梁跨中裂缝增大, 并最终导致梁跨中出现塑性铰。这一弯矩重分布过程与“柱强于梁”框架中的弯矩重分布过程相似, 即由梁端向梁跨中进行弯矩正向调幅, 在此称此类调幅为“弯矩正向调幅”。在 KJ-2 中, 柱上端、梁跨中几乎同时出现塑性铰, 因此基本不会有柱上端向梁跨中进行弯矩正向调幅的过程出现。

此外, 两榀框架试验过程中均还存在一个比较特殊的现象, 即梁端裂缝的持续发展。虽然柱上端出现塑性铰后梁端裂缝发展相对减缓, 但即使到试件最后破坏, 梁端裂缝的发展都没有停止过, 并且到后期还有加快的趋势。关于柱上端塑性铰出现后的梁端裂缝继续发展, 笔者认为这主要是由于柱上端塑性铰区的内力臂增大、受拉钢筋进入强化段这两方面的原因使得柱上端塑性铰承担的弯矩加大, 导致节点处与之平衡的梁端负弯矩的增大, 造成梁端裂缝发展。

3.3 实验、理论计算结果对比

试验理论计算值(包括极限荷载值以及各关键截面极限弯矩值)采用《混凝土结构设计规范(GB 50010-2002)》^[2]中的“极限荷载法”进行计算。

试验极限荷载可由试验实测。但由于钢筋混凝土超静定结构试验进入非弹性状态后的内力难以准确测定, 故本文采用参考文献[3]中提出的简化内力计算方法——“分段降刚度法”来计算试件各关键截面的极限弯矩值。该方法首先根据试验观测到的试件各区段的裂缝发展情况, 将各杆件划分为刚度降低规律基本相似的若干区段, 并假定各区段的刚度降低水准, 再以试验中准确测得的关键变形量(本文采用梁跨中挠度作为关键变形量)为校准依据, 经多次试算找出与关键变形量实测值相符的杆件各区段刚度降低系数, 并认为在弹性计算中采用此降低后的杆件各区段刚度所得的内力已能反映试验结构的真实内力。因此, 本质上来讲, 该方法是用弹性方法计算出各个关键截面的非弹性弯矩。极限荷载理论计算值及实测值对比如表3所示, 极限弯矩理论计算值、实验值以及相应的弹性弯矩值对比如表4所示。

表3 实验荷载与理论荷载对比

试件编号	开裂荷载/kN		极限荷载下限值/kN		极限荷载上限值/kN	
	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值
KJ-1	15.07	15.10		50.10	50.33	64.10
KJ-2	12.64	12.10		39.10	36.04	45.10

表4 实验极限弯矩与理论极限弯矩对比

试件编号	结果	试件部位	极限弯矩 $M_u/kN \cdot m$		弹性弯矩 $M_e/kN \cdot m$		调幅值 $\beta = 1 - M_u/M_e$	
			下限值	上限值	下限值	上限值	下限值	上限值
KJ-1	理论值	梁端		18.46		22.53		
		柱上端		20.65		25.23		18.20%
	试验值	梁端	20.00	30.91	21.91	27.91		
		柱上端	22.49	32.36	24.90	31.71	9.7%	-2.1%
KJ-2	理论值	梁端		16.29		16.30		
		柱上端		18.24		18.21		0.02%
	试验值	梁端	18.23	22.03	17.9	19.76		
		柱上端	19.69	23.05	19.54	22.46	-0.8%	-2.6%

从计算结果来看:

1) 计算理论开裂荷载与实测开裂荷载比较吻合, 而理论开裂计算中取混凝土抗拉塑性系数, 表明该取值是符合实际情况的;

2) 按“极限荷载法”所得的极限荷载、极限弯矩理论值与试验实测值之间存在一定出入, 其原因在于计算模型尚不能充分反映实际情况。这一方面是由于模型的“梁跨中铰”与试件加载点间形成的较

长塑性铰区不符合,另一方面是由于两榀试件在柱上端、梁跨中之外,梁端裂缝仍有较大的发展;

3) 荷载从下限值加到上限值,两榀框架的柱上端弯矩和梁端弯矩都有不同程度的增长,这主要是由于柱子对称配筋作用的发挥和混凝土抗压强度提高等原因所造成的。

3.4 三类框架的内力重分布规律初探

现对“柱强于梁”、“梁强于柱”以及“等强梁柱”等三类框架的内力重分布特点做如下对比:

1) 裂缝发展:对于“柱强于梁”框架,梁端裂缝一旦出现则很快发展,此时的柱上端裂缝发展变缓甚至停止^[4];对于“梁强于柱”框架,虽然柱上端出现塑性铰后梁端裂缝发展相对减缓,但直到结构最后破坏,梁端裂缝发展始终没有停止,在加载后期还有加快的趋势;而对于本次实验的“等强梁柱”框架,其表现与“梁强于柱”框架相似。

2) 破坏形态:“柱强于梁”框架的加载跨梁端首先出现塑性铰,最后因形成梁端、梁跨中的“三铰机构”而破坏^[4];如果梁端塑性铰的转动能力不够,就可能形成“双铰”或者“单铰”破坏。通常情况下,因有规范规定的限制条件,梁端转动都是较为充分的,一般都会出现“三铰破坏机构”,所以其正向弯矩调幅能力一般较强。“梁强于柱”框架首先在柱上端出现塑性铰,如果柱上端塑性铰有足够的转动能力,最后便形成柱上端、梁跨中“三铰机构”而破坏;如果柱上端塑性铰转动能力不够,也会出现“两铰”或“单铰”破坏。至于“等强梁柱”框架,则因实际上不可能做到完全的梁柱等强,其破坏形态可能是“柱强于梁”型,也可能是“梁强于柱”型。在本次试验中,KJ-1在极限荷载下限值的作用下,因受柱上端最大裂缝宽度的限制而尚未形成“三铰机构”,其正向弯矩调幅较弱。KJ-2实际表现为“梁强于柱”框架,但与KJ-1的区别在于虽然也出现了柱上端、梁跨中“三铰”,但三铰几乎同时出现,基本没有正向弯矩调幅。

3) 计算方法:对于“柱强于梁”框架,采用“极限荷载法”根据“三铰破坏机构”计算所得的极限承载能力与试验结果符合良好。但对于“梁强于柱”框架以及“等强梁柱”框架,由于梁端裂缝的存在和发展,造成“极限荷载法”计算模型较不准确,因此,笔者建议对于这两类框架的计算宜采用能够反映各个部分刚度变化的方法。

从以上对比可以看出,“柱强于梁”、“梁强于柱”以及“等强梁柱”框架的内力重分布特点各不相同。亦即,在考虑框架的内力重分布时,应当认识到这三类框架的客观存在,并在设计计算中明确区分。

从本次试验来看,在KJ-1、KJ-2的荷载作用形式和柱梁线刚度比值基本相同的情况下,作为弯矩调幅设计最基本依据的“弹性弯矩图”是一致的。但仅仅由于KJ-1、KJ-2相关截面的配筋有所不同,就形成了“梁强于柱”和“等强梁柱”的两类框架,并使得这两类框架的弯矩调幅特点和能力完全不同。因此,对这三类框架进行调幅设计时,不仅应基于弹性弯矩图,还应充分考虑不同类型框架之间的所存在的内力重分布特性的差异。

4 小结

1) 在“梁强于柱”的框架中,随着柱上端塑性铰区内力臂的增大以及受拉钢筋进入强化段造成抵抗弯矩的增大,框架梁端裂缝也在持续发展。

2) 对于“梁强于柱”框架,首先出现柱上端塑性铰,其最后的破坏形式为柱上端、梁跨中的“三铰破坏机构”。

3) 由于材料、施工等多方面的因素,“等强梁柱”框架很难做到完全的梁柱等强,实际情况可能是“梁强于柱”,也可能是“柱强于梁”,破坏形式也随之不同。

4) 对于“梁强于柱”、“等强梁柱”框架,宜采用其它能够反映构件各个部分刚度变化的方法来计算框架的极限承载力。

和软粘土的固结沉降问题。软粘土的固结和水在软粘土中的渗流是同时发生的两个运动学过程,二者存在着强烈的耦合作用,一般而言其固结变形和渗流以及孔隙结构是一个完全动态的非线性时效过程。软粘土固结同时具有较明显的次固结性质,它与软土的流变性质有关,并和粘土颗粒表面的结合水有着重要联系,本文尚未考虑此种情况,有待进一步研究。

参考文献:

- [1] 魏汝龙. 从实测沉降过程推算固结系数[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(2): 12-19.
- [2] Duncan J M. Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 15: 119.
- [3] Boit M A. General theory of three dimensional consolidation[J]. J. Appl. Phys. 1941, 12: 155-164.
- [4] Biot M A. General solution of equation of elasticity and consolidation for a porous material[J]. J. Appl. Mech. 1956, 78: 91-96.
- [5] PREVOST J H. Mechanics of continuous Porous Media[J]. Int. J. Engng Sci. 1980, 18: 787-800.
- [6] 刘占芳, 严波. 多孔介质理论发展史上的重要成果[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 1995.
- [7] 郑颖人, 龚晓南. 岩土塑性力学基础[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.

(上接第45页)

5) “柱强于梁”、“梁强于柱”和“等强梁柱”这三类框架不仅是在工程实践中客观存在,在结构理论上也是成立的,不同类型框架其内力重分布特点也各不相同。

6) 三类框架的弯矩调幅能力和特点直接涉及弯矩调幅设计。对这三类框架的调幅设计,不仅应基于弹性弯矩图,还应充分考虑不同类型框架之间所存在的内力重分布特性的差异。

参考文献:

- [1] 中国工程建设标准化协会. 钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程(CECS 51:93)[M]. 北京: 中国计划出版社, 1993.
- [2] GB 50010-2002, 混凝土结构设计规范[S].
- [3] 赵博. 两跨非对称加载预应力混凝土框架的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2003.
- [4] 孙新敏. 跨间竖向荷载作用下预应力框架内力重分布的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2002.
- [5] 邓宗才. 钢筋混凝土连续梁弯矩调幅法的研究[J]. 建筑结构, 1997, (8): 30-32.
- [6] 王传志, 腾智明. 钢筋混凝土结构理论[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1985.
- [7] 王福明, 曾建民, 段炼. 钢筋混凝土压弯构件塑性铰的试验研究[J]. 太原工业大学学报, 1989, (4): 20-29.