文章编号：1001-4888(2017)06-0800-11

实腹式型钢混凝土 T 形柱恢复力模型试验研究*

刘祖强，薛建阳，杨青峰
（西安建筑科技大学土木工程学院，陕西西安 710055）

摘要： 为研究实腹式型钢混凝土 T 形柱的力学性能，完成了 5 个试件的低周反复加载试验，获得了滞回曲线和骨架曲线，分析了轴压比和配钢率对承载力和变形性能的影响。结果表明：实腹式型钢混凝土 T 形柱滞回曲线饱满对称，延性好；轴压比增大，承载力变化较小，延性降低；配钢率增大，承载力和延性均提高。基于试验及理论分析，提出了实腹式型钢混凝土 T 形柱骨架曲线的屈服点、峰值点和破坏点特征值计算方法，进而建立了三折线恢复力模型，研究结果可为该类型结构的弹塑性地震反应分析提供依据。

关键词： 型钢混凝土；异形柱；低周反复加载试验；骨架曲线特征点；恢复力模型
中图分类号： TU398 **文献标识码：** A DOI：10.7520/1001-4888-16-200

0 引言

型钢混凝土异形柱是在混凝土异形柱截面中主要配置型钢、并配有适量纵筋和箍筋形成的一种新型组合结构。研究结果表明[1]，型钢混凝土异形柱结构能充分发挥型钢与混凝土两种材料的各自优势，承载力高、抗震性能好、轴压比限值大，且具有异形柱结构的柱棱不凸出、建筑有效使用面积大等优点，在高地震烈度区和高层结构中具有良好的应用前景。目前，对于型钢混凝土异形柱的研究主要在受力性能方面，文献[2]对 L 形截面型钢混凝土异形柱进行了偏心受压试验，分析了柱长细比的影响；文献[3]基于抗剪性能试验，提出了空腹式型钢混凝土异形柱的抗剪承载力计算公式；文献[4]通过低周反复加载试验，对 L、T、十形柱的滞回性能进行了对比分析。

恢复力模型是结构进行弹塑性时程分析的基础，它是根据低周反复荷载试验获得的恢复力－变形曲线按一定条件简化所得的数学模型，主要由骨架曲线模型、刚度退化规律及滞回特性三部分组成。关于钢筋混凝土结构，国内外学者做了大量试验研究[5－8]，并建立了多种恢复力模型，文献[9]对这些研究成果做了详细的汇总和简要综述。对于型钢混凝土柱结构的恢复力模型，国内也做了不少研究，文献[10]通过 5 个空腹式型钢混凝土柱的试验研究，考虑轴压比等因素的影响，建立了恢复力模型。文献[11]对 6 个缩尺比为 1∶2 的型钢混凝土柱进行试验，建立了考虑轴压力系数对滞回特性影响的剪力－侧移恢复力模型。文献[12]对 8 个核心型钢混凝土柱和 1 个钢筋混凝土柱进行试验，考虑核心型钢配钢率和轴压比的影响，建立了恢复力模型。文献[13]基于 9 个型钢高强高性能混凝土柱的试验研究，引入了循环退化指数，建立了考虑损伤的恢复力模型。文献[14]根据 7 个型钢再生混凝土长柱的试验研究，给出了恢复力模型特征参数的计算方法，建立了“定点指向”三折线恢复力模型。文献[15]对含钢率

* **收稿日期：** 2016-10-08；**修回日期：** 2017-04-08
基金项目： 国家自然科学基金项目(51308444)；陕西省自然科学基础研究基金(2014JQ7288)；陕西省教育厅专项科研计划项目(16JK1464)
通讯作者： 刘祖强(1984－)，男，博士，副教授，主要从事钢与混凝土组合结构及工程结构抗震研究。Email：liuzuqiang0081@126.com

低于 20％的 21 个型钢混凝土柱进行统计分析，考虑尺寸效应，分别建立了含钢率低于 10％和介于 10％～20％的配置十形型钢的型钢混凝土柱恢复力模型。但对于型钢混凝土异形柱恢复力模型方面的研究则少得多，仅文献[16]建议型钢混凝土异形柱采用双线型或退化三线型模型，并给出了各阶段刚度参数的计算公式，但该模型过于简单，且没有明确给出恢复力模型中各特征参数的具体计算方法，不易被广泛应用。

因此，本文通过对实腹式型钢混凝土 T 形柱进行低周反复加载试验，具体分析了轴压比和配钢率对构件受力性能的影响，并在此基础上建立了适用于该类型构件的恢复力模型，提出了各特征参数的计算方法，为实腹式型钢混凝土异形柱结构的弹塑性时程分析提供依据。

1　试验概况

1.1　试件设计及加载装置

考虑到实验室加载装置的承载能力，以及过小的缩尺比会导致构件受力性能失真，试件以肢厚为 240mm、肢长厚比为 3 的异形柱为原型，按 1∶2 的缩尺比设计了 5 个实腹式型钢混凝土 T 形柱试件。柱截面中配置的型钢是由钢板通过角焊缝焊接而成，钢材型号为 Q235B；钢筋采用 HPB300 级，其中纵筋直径为 10mm，箍筋直径为 6mm，按间距 60mm 沿柱全高布置。箍筋事先制作成 U 形和间断的矩形，然后焊接在型钢上。试件尺寸及截面配钢、配筋如图 1 所示，具体设计参数如表 1 所示。

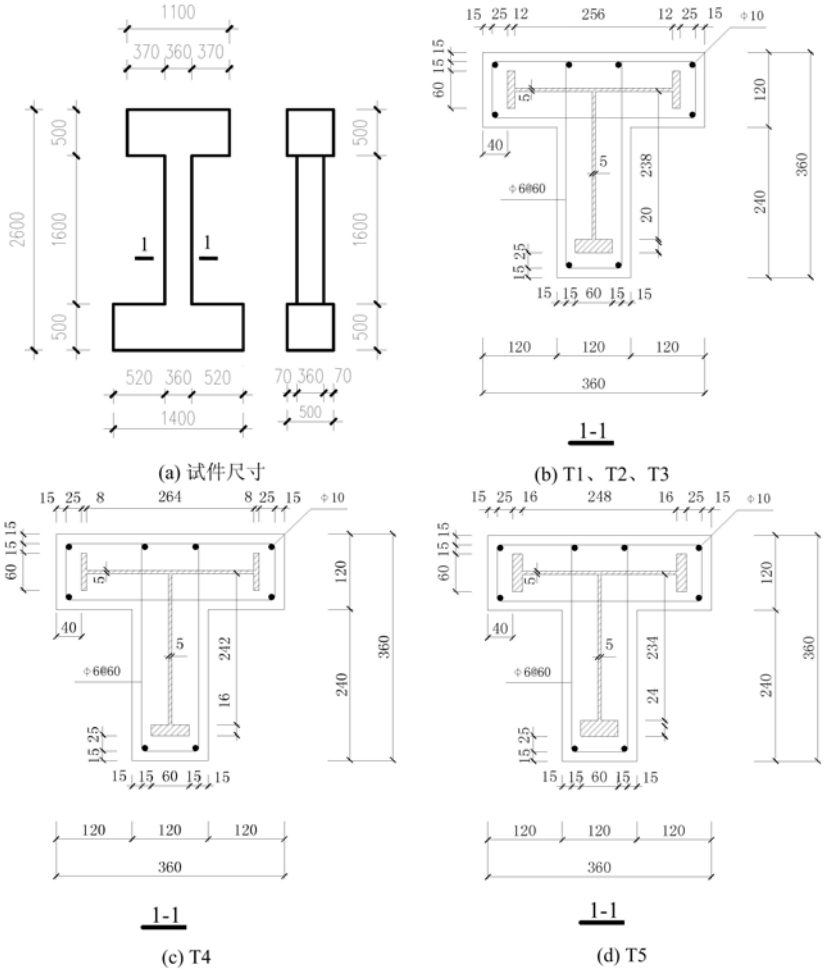


图 1　试件尺寸及配钢、配筋图（单位：mm）

Fig. 1　Details of specimen (unit: mm)

本试验在西安建筑科技大学结构工程与抗震教育部重点实验室进行，采用更切合异形柱实际受力特点的“建研式”加载装置，如图 2 所示。首先在柱顶施加预定的竖向荷载，并保持恒定，然后在柱顶施

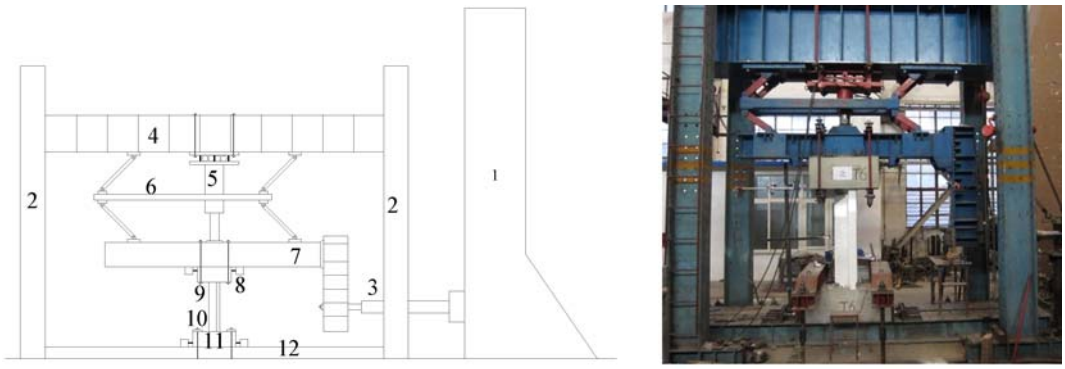
表 1 试件设计参数

Tab. 1 Design parameters

试件编号	混凝土强度等级	剪跨比	轴压比	纵筋配筋率(%)	体积配箍率(%)	配钢率(%)
T1	C30	2.5	0.4	0.873	1.41	7.09
T2	C30	2.5	0.2	0.873	1.41	7.09
T3	C30	2.5	0.6	0.873	1.41	7.09
T4	C30	2.5	0.4	0.873	1.41	6.18
T5	C30	2.5	0.4	0.873	1.41	8.01

注:轴压比 $n=N/(f_cA_c+f_aA_a)$,式中 n 为设计轴压比;N 为轴压力;f_c 为混凝土的轴心抗压强度设计值;A_c 为扣除型钢截面面积后的混凝土截面面积;f_a 为型钢的抗压强度设计值;A_a 为型钢的截面面积。

加低周水平反复荷载。水平加载参照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101－96),采取荷载和位移联合控制,分两步进行,第一步采用荷载控制,每级荷载增量为 20kN,循环 1 次,直至试件屈服;第二步为试件屈服后采用位移控制,每级位移按屈服位移的倍数逐级递增,循环 3 次,直至荷载下降至峰值荷载的 85%时结束试验,具体加载制度如图 3 所示。试验加载过程中,采用位移计测量柱顶、反弯点及基座的水平位移,采用应变片测量不同加载阶段柱上、下端型钢和纵筋的应变。数据采用 TDS-630 采集仪动态采集。



(a) 示意图 (b) 实物

1. 反力墙; 2. 门架; 3. 水平作动器; 4. 反力钢梁; 5. 液压千斤顶; 6. 平行四联杆机构; 7. 平动 Γ 形钢梁; 8. 方形钢箱; 9. 高强螺栓; 10. 方钢压梁; 11. 试件; 12. 基础钢梁

图 2 加载装置

Fig. 2 Test setup

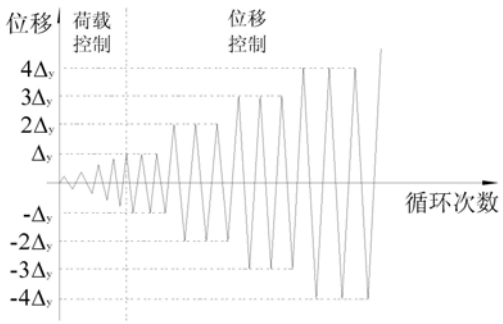


图 3 加载制度

Fig. 3 Loading pattern

1.2 主要试验结果分析

1.2.1 试件的主要破坏特征

5 个试件的破坏过程和破坏形态相似,基本历经了开裂、纵筋屈服、混凝土起皮、型钢屈服、混凝土压碎、箍筋外鼓、纵筋压曲等破坏过程,试件破坏时表现为柱根和柱顶几乎全截面的混凝土被压碎脱落,为典型的弯曲破坏。对于轴压比大的试件 T3 和配钢率大的试件 T5,裂缝大约在水平荷载达到 80kN 时出现,而其他试件在水平荷载达到 60kN 左右时产生裂缝,说明轴压比和配钢率的增大,延缓了裂缝的开展。试件破坏形态如图 4 所示。



图 4　试件最终破坏形态

Fig. 4　Ultimate failure modes of specimens

1.2.2　滞回曲线特征

试件的柱顶水平荷载(P)－位移(Δ)滞回曲线如图 5 所示，由图可知：

(1) 滞回曲线正反方向基本对称，滞回环饱满且呈梭形。

(2) 加载初期，试件处于弹性阶段，滞回曲线近似呈线性变化，卸载和加载路径基本重合，所围成的滞回环面积约为零。

(3) 试件屈服后，随着荷载的递增，滞回曲线向位移轴逐渐倾斜，加载刚度与卸载刚度随着位移幅值的增加逐渐退化，循环次数越多，刚度退化越明显。

(4) 当位移幅值增加至 $3\Delta_y$ 左右时，试件基本达到峰值荷载，此后曲线呈平缓地下降趋势。

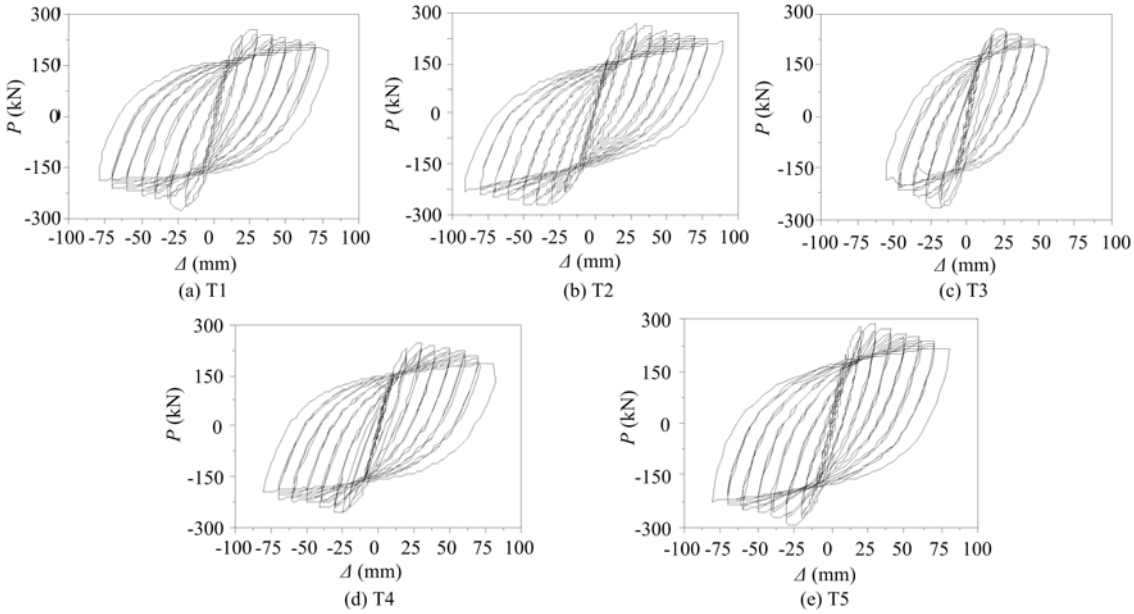


图 5　$P-\Delta$ 滞回曲线

Fig. 5　$P-\Delta$ hysteretic loops

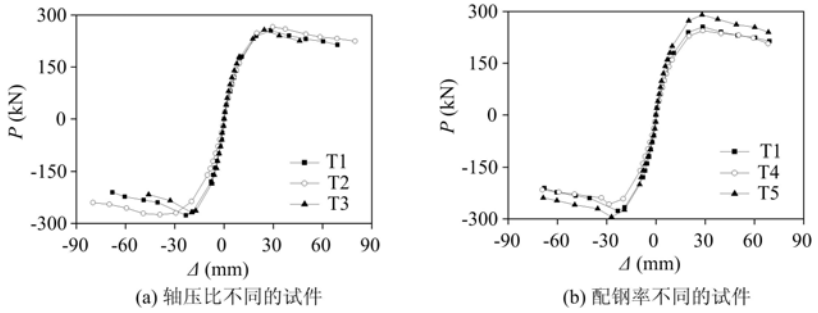
1.2.3　骨架曲线特征

试件的骨架曲线及其特征点的试验结果分别如图 6 和表 2 所示。由图 6 和表 2 可知，配钢率相同的试件，承载力受轴压比影响不大，但位移延性系数随轴压比的增大而减小；轴压比相同的试件，承载力和位移延性系数均随配钢率的增大而增大；试件的位移延性系数大多大于 4，部分试件甚至超过 5，表明实腹式型钢混凝土 T 形柱具有良好的延性。

2　实腹式型钢混凝土 T 形柱恢复力模型

2.1　骨架曲线特征点的确定

为便于结构弹塑性地震反应分析，将构件的骨架曲线简化为包括弹性段、强化段和强度退化段的理



(a) 轴压比不同的试件 (b) 配钢率不同的试件

图 6 骨架曲线

Fig. 6 Skeleton curves

想三折线型曲线,如图 7 所示,其中点 Y、M、U 分别为屈服点、峰值点和破坏点。骨架曲线模型需要通过 9 个参数来确定,包括弹性刚度 K_1、强化段刚度 K_2、强度退化段刚度 K_3、屈服荷载 P_y 及其对应位移 Δ_y、峰值荷载 P_m 及其对应位移 Δ_m、破坏荷载 P_u 及其对应位移 Δ_u。

表 2 骨架曲线特征点试验结果

Tab. 2 Test results of skeleton curves characteristic-points

试件编号	n	加载方向	P_y(kN)	Δ_y(mm)	P_m(kN)	Δ_m(mm)	P_u(kN)	Δ_u(mm)	μ
T1	0.4	推	201.50	14.18	255.52	28.55	217.19	65.79	4.64
		拉	197.80	10.29	276.62	19.11	235.13	45.71	4.44
T2	0.2	推	207.04	15.01	265.70	29.66	225.85	77.56	5.17
		拉	205.50	15.90	274.84	39.04	233.61	85.91	5.40
T3	0.6	推	198.50	12.31	257.51	24.50	218.88	51.38	4.17
		拉	201.60	9.71	268.77	19.82	228.45	36.54	3.76
T4	0.4	推	197.50	14.54	244.59	28.58	207.90	67.56	4.65
		拉	191.60	14.72	257.21	28.59	218.63	64.63	4.39
T5	0.4	推	226.70	13.66	290.15	28.09	246.63	64.24	4.70
		拉	228.00	13.59	294.32	27.09	250.17	60.70	4.47

注:n 为设计轴压比;P_y 和 Δ_y 分别为屈服荷载及其对应的位移(P_y、Δ_y 采用通用屈服弯矩法求得);P_m 和 Δ_m 分别为峰值荷载及其对应的位移;P_u 和 Δ_u 分别为破坏荷载及其对应的位移(P_u 取峰值荷载下降到 85%时的对应值);μ 为位移延性系数,其表达式为 $\mu=\Delta_u/\Delta_y$。

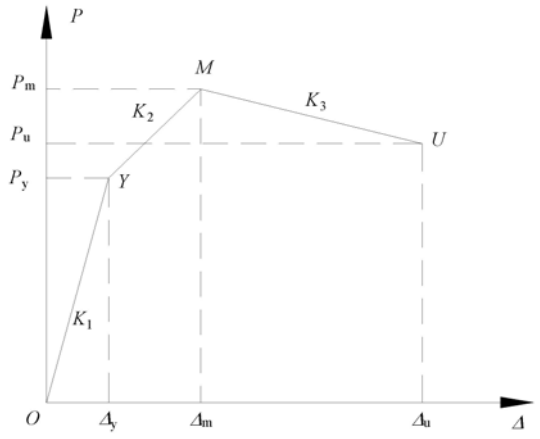


图 7 三折线骨架曲线模型

Fig. 7 Model of trilinear skeleton curves

(1) K_1

构件屈服前，可近似认为处于弹性阶段，此阶段的刚度用 K_1 表示，运用结构力学的方法按式(1)进行计算。

$$K_1 = \frac{12EI}{H^3} \tag{1}$$

式中，H 为构件的高度；EI 为构件的截面抗弯刚度，其表达式为：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \tag{2}$$

式中，E_c、E_a 分别为混凝土和型钢的弹性模量；I_c、I_a 分别为混凝土和型钢的截面惯性矩。

(2) P_y

构件屈服前侧移较小，可忽略二阶效应，则 P_y 可按式(3)计算。

$$P_y = \frac{2M_y}{H} \tag{3}$$

式中，M_y 为截面屈服弯矩，按文献[17]建议的方法计算，其中纵筋和型钢的强度采用实测的屈服强度。

(3) Δ_y

屈服位移为所求的屈服荷载与弹性刚度之比，如式(4)所示。

$$\Delta_y = \frac{P_y}{K_1} \tag{4}$$

(4) P_m

构件达到极限抗弯承载力时，发生的侧移较大，故需考虑其产生的二阶效应，此时峰值荷载 P_m 应按式(5)计算。

$$P_m = \frac{2(M_m - N\Delta_m)}{H} \tag{5}$$

式中，M_m 为截面极限弯矩，同样按文献[17]中的方法计算，但纵筋和型钢的强度采用实测的极限强度；N 为轴力设计值；Δ_m 的计算方法如下文式(6)。

(5) Δ_m

骨架曲线强化段可简化成屈服点 $Y(P_y,\Delta_y)$ 与峰值点 $M(P_m,\Delta_m)$ 连接的直线段，理论上，强化段可通过这两个特征点来确定，其中 P_y、Δ_y、P_m 可分别按式(3)、式(4)、式(5)计算，但对于 Δ_m，需要考虑弯曲变形、剪切变形、滑移变形、塑性铰长度及侧移引起的二阶效应等诸多因素的影响，理论计算非常复杂，且计算结果存在很大的离散性。因此，本文根据经验方法，将正负方向的试验结果取平均值后进行二次多项式回归拟合，得到 $(\Delta_m-\Delta_y)/\Delta_y$ 与轴压比 n 之间的关系，如式(6)所示，由此可确定 Δ_m。

$$\frac{\Delta_m - \Delta_y}{\Delta_y} = 3.55n^2 - 3.37n + 1.75 \tag{6}$$

式中，n 为构件的设计轴压比，适用范围为 $0.2 \leqslant n \leqslant 0.6$。

(6) K_2

$$K_2 = \frac{P_m - P_y}{\Delta_m - \Delta_y} \tag{7}$$

(7) P_u

P_u 取 0.85 倍的 P_m，即

$$P_u = 0.85P_m \tag{8}$$

(8) K_3

骨架曲线强度退化段可简化为连接峰值点 $M(P_m,\Delta_m)$ 与破坏点 $U(P_u,\Delta_u)$ 的直线段，轴压比越大退化越快，退化刚度 K_3 可近似按式(9)计算。

$$K_3 = \alpha K_1 \tag{9}$$

式中，α 为刚度退化率，可对正负方向的试验数据取平均值后进行二次多项式拟合得到 α 与轴压比 n 的关系，如式(10)所示。

$$\alpha = -0.27n^2 + 0.16n - 0.09 \tag{10}$$

(9)Δ_u

$$\Delta_u = \Delta_m - \frac{0.15P_m}{K_3} \tag{11}$$

2.2 骨架曲线验证

根据上述步骤和方法计算实腹式型钢混凝土 T 形柱试件骨架曲线特征点的值,如表 3 所示,其中上标 c 表示计算结果,上标 t 表示试验结果(正负骨架曲线特征点的平均值)。图 8 为试验骨架曲线与计算所得骨架曲线的比较情况。

由表 3 及图 8 可知,计算结果与试验结果基本吻合。但由于试件中配置的型钢是由钢板焊接而成,钢材经过焊接后会产生硬化,导致试件屈服强度和极限强度的计算值比试验值略小。

表 3 骨架曲线特征点计算结果与试验结果比较

Tab. 3 Comparison of characteristic value of skeleton curves between calculation and test

试件编号	屈服点				峰值点				破坏点			
	P_y^t(kN)	P_y^c(kN)	Δ_y^t(mm)	Δ_y^c(mm)	P_m^t(kN)	P_m^c(kN)	Δ_m^t(mm)	Δ_m^c(mm)	P_u^t(kN)	P_u^c(kN)	Δ_u^t(mm)	Δ_u^c(mm)
T1	199.65	189.16	12.24	12.01	266.07	256.77	23.83	23.66	226.16	218.25	55.75	59.00
T2	206.27	189.10	15.46	15.26	270.27	268.34	34.35	33.85	229.73	228.09	81.74	81.06
T3	200.05	189.24	11.01	9.37	263.14	262.09	22.16	18.80	223.67	222.78	43.96	37.86
T4	194.55	165.35	14.63	14.19	250.90	230.96	28.59	27.95	213.27	196.32	66.10	70.92
T5	227.35	196.08	13.63	13.52	292.24	272.38	27.59	26.63	248.40	231.52	68.62	67.34

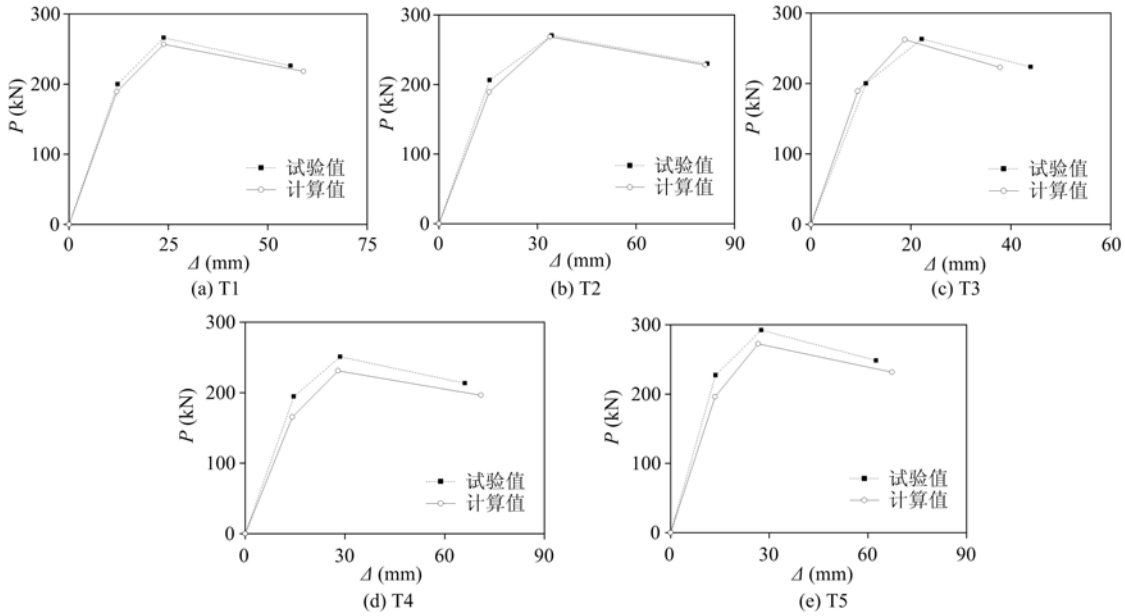


图 8 计算骨架曲线与试验骨架曲线对比

Fig. 8 Comparison of skeleton curves between calculation and test

2.3 建议恢复力模型

根据上述骨架曲线的特点,并考虑刚度退化规律及滞回特性[14],建立了实腹式型钢混凝土 T 形柱的恢复力模型,如图 9 所示。

图 9 中,1、5 两点表示正向屈服点,2、6 两点表示正向峰值点,3 点为负向屈服点,4 点为负向峰值点;水平辅助线 L_1 为直线 $P=0.45P_m$,水平辅助线 L_2 为直线 $P=0.65P_m$,辅助线 L'_1、L'_2 分别为 L_1 和 L_2 关于水平坐标轴对称的辅助线。观察 5 个试件的滞回曲线,发现正向和反向加载路径大致通过一个“定点”,对试验数据进行统计分析,认为该定点为正、反方向的加载路径与弹性段的交点,其纵坐标分

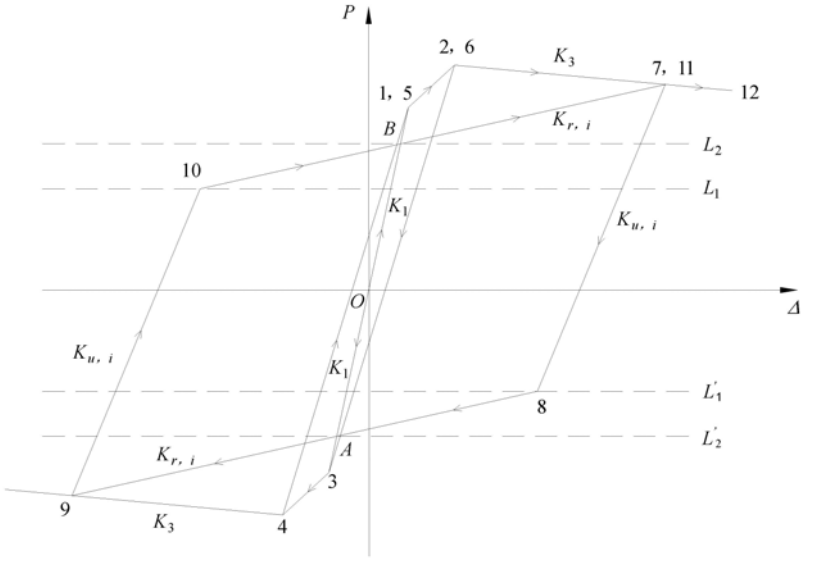


图 9　建议的恢复力模型

Fig. 9　Suggested restoring force model

别为 $0.65P_m$ 和 $-0.65P_m$。

恢复力模型的滞回规则如下：

(1) 构件在屈服前，近似为弹性状态，加载和卸载路径均沿着骨架曲线的弹性段反复进行，即正向加载时按 O-1 段，卸载至点 O 后按 O-3 段反向加载。卸载刚度与加载刚度相同，均为骨架曲线的弹性刚度 K_1。

(2) 构件屈服后，加载路径沿骨架曲线发展(图 9 中 1-2 段)，在到达峰值荷载之前，卸载及反向加载直接按指向负向屈服点 3 的路径(图 9 中 2-3 段)进行，到达预定点 3 后沿着骨架曲线进行(图 9 中 3-4 段)。在该阶段，反向卸载及正向再加载时直接按指向正向屈服点 5 的路径进行(图 9 中 4-5 段)，之后沿着骨架曲线发展。

(3) 构件加载至峰值荷载后，加载路径沿骨架曲线发展至点 7，之后不同的位移幅值，表现出不同的路径。在第 i 个位移幅值时，卸载指向点 8，卸载刚度为 $K_{u,i}$，再反向加载，若负向荷载达不到最大荷载时，则反向加载路径指向点 4，并沿着骨架曲线进行；若负向荷载已经达到最大荷载，则反向加载路径为点 8 指向点 9 的直线(图 9 中 8-9 段)，反向加载刚度为 $K_{r,i}$；此后反向卸载指向点 10，卸载刚度仍为 $K_{u,i}$，再按刚度 $K_{r,i}$ 正向加载至骨架曲线。按此规律循环加载，直至试件破坏。

完整的滞回路径沿着图 9 中数字顺序进行。其中点 A 为骨架曲线弹性段(图 9 中 0-3 段)与辅助线 L'_2 的交点，坐标为 $(-0.65P_m/K_1, -0.65P_m)$；点 9 为骨架曲线强度退化段上的一点，坐标为 $(-\Delta_i, -P_m-K_3(\Delta_i-\Delta_m))$；由这两个点可以求得第 i 个循环的反向加载刚度 $K_{r,i}$，如式(12)所示；点 8 $(0.2P_m/K_{r,i}-0.65P_m/K_1, -0.45P_m)$ 为直线 9A 反向延长线与辅助线 L'_1 的交点，由加载刚度 $K_{r,i}$ 和点 A 反求；同理可求得点 10 坐标为 $(0.65P_m/K_1-0.2P_m/K_{r,i}, 0.45P_m)$、点 11 坐标为 $(\Delta_i, P_m+K_3(\Delta_i-\Delta_m))$；而卸载刚度 $K_{u,i}$ 可由 8、11 两点求得，如式(13)所示。

第 i 个位移幅值的加载刚度为

$$K_{r,i}=\frac{K_3(\Delta_i-\Delta_m)+0.35P_m}{\Delta_i-\dfrac{0.65P_m}{K_1}} \tag{12}$$

第 i 个位移幅值的卸载刚度为

$$K_{u,i}=\frac{K_3(\Delta_i-\Delta_m)+1.45P_m}{\dfrac{0.65P_m}{K_1}-\dfrac{0.2P_m}{K_{r,i}}+\Delta_i} \tag{13}$$

2.4 恢复力模型验证

按本文建议的方法计算所得的实腹式型钢混凝土 T 形柱滞回曲线与试验滞回曲线进行对比,如图 10 所示。由图可知,对应不同位移幅值,计算滞回曲线的加载刚度、卸载刚度及滞回环所包围的面积均与试验滞回曲线较为接近,且两者的整体趋势基本一致,说明所建议的恢复力模型能较好描述实腹式型钢混凝土 T 形柱在地震作用下的滞回特性,可为实腹式型钢混凝土异形柱结构的弹塑性时程分析提供依据。

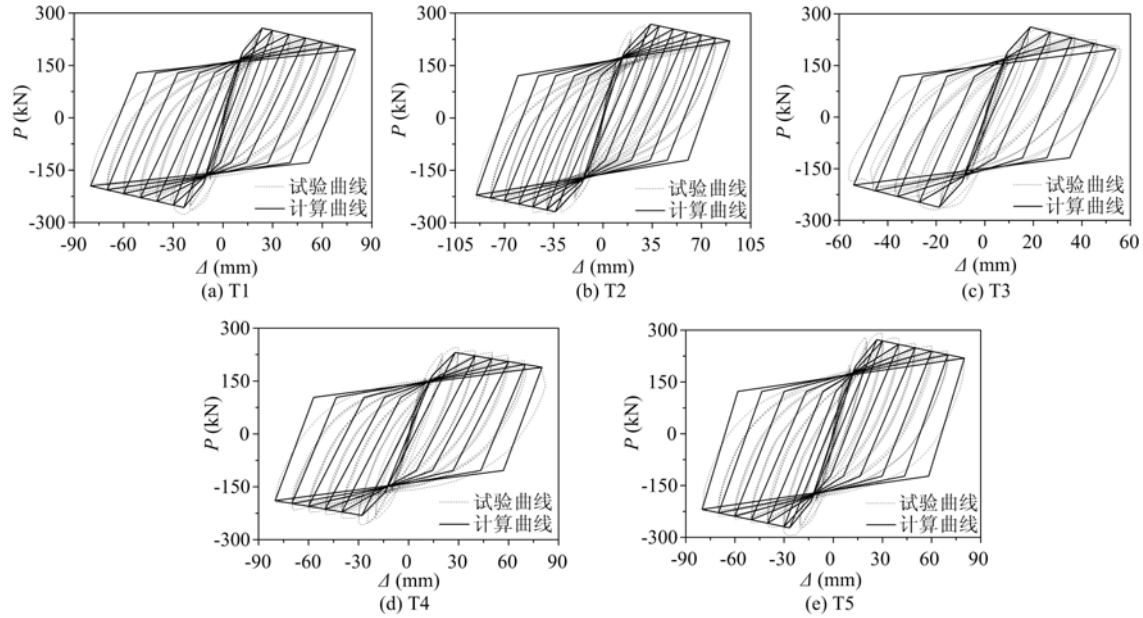


图 10 计算滞回曲线与试验滞回曲线的对比

Fig. 10 Comparison of hysterics loops by calculation with those by test

3 结论

(1)实腹式型钢混凝土 T 形柱滞回曲线饱满对称,大致呈梭形,具有良好的延性。

(2)实腹式型钢混凝土 T 形柱的承载力随配钢率的增大而增大,但受轴压比影响较小;位移延性系数随轴压比的增大而减小,随配钢率的增大而增大。

(3)基于理论分析和试验数据回归拟合,建立了实腹式型钢混凝土 T 形柱的三折线骨架曲线模型,并给出了模型中各参数的计算方法。

(4)根据骨架曲线模型、刚度退化规律及滞回特性,建立了实腹式型钢混凝土 T 形柱的恢复力模型。

参考文献:

[1] 陈宗平. 型钢混凝土异形柱的基本力学行为及抗震性能研究[D]. 西安建筑科技大学, 2007 (CHEN Zongping. Study on basic mechanical behavior and seismic performance of steel reinforced concrete special-shaped columns [D]. Xi′an University of Architecture and Technology, 2007 (in Chinese))

[2] Tokgoz S, Dundar C. Test of eccentrically loaded L-shaped section steel fibre high strength reinforced concrete and composite columns [J]. Engineering Structure, 2012, 38(5):134−141.

[3] 李哲, 张小锋, 郭增玉, 等. 钢骨混凝土 T 形截面短柱力学性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(1):1−5 (LI Zhe, ZHANG Xiaofeng, GUO Zengyu, et al. Experimental study on the mechanical property of steel reinforced concrete short columns of T-shaped cross-section[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(1):1−5 (in Chinese))

[4] 徐金俊, 陈宗平, 陈宇良. L、T、十形截面型钢混凝土异形柱滞回性能对比分析[J]. 实验力学, 2015, 30(2):221−230 (XU Jinjun, CHEN Zongping, CHEN Yuliang. Contrastive analysis of hysteretic performance of L-shaped,

T-shaped and Cross-shaped SRC special-shaped column [J]. Journal of Experimental Mechanics, 2015, 30(2):221－230 (in Chinese))

[5] Clough R W, Johnston S B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements[C]. Proc. 2th Jappan Earth. Engng. Symp, 1966, Tokyo Japan.

[6] Takeda T, Sozen M A, Nielson N N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes[J]. Journal of Structural Division, ASCE, 1970, 96(ST12):2557－2572.

[7] 朱伯龙，张琨联. 矩形及环形截面压弯构件恢复力特性的研究[J]. 同济大学学报，1981，9(2):1－10 (ZHU Bolong, ZHANG Kunlian. A study of restoring force characteristics of reinforced concrete flexural members with a constant axial load[J]. Journal of Tongji University, 1981, 9(2):1－10 (in Chinese))

[8] 沈聚敏，翁义军，冯世平. 周期反复荷载下钢筋混凝土压弯构件的性能[J]. 土木工程学报，1982，15(2):53－64 (SHEN Jumin, WENG Yijun, FENG Shiping. Behavior of RC compression-flexure members under cyclic loading [J]. China Civil Engineering Journal, 1982, 15(2):53－64 (in Chinese))

[9] 郭子雄，杨勇. 恢复力模型研究现状及存在的问题[J]. 世界地震工程，2004，20(4):47－51 (GUO Zixiong, YANG Yong. State of the art of restoring force models for RC structures[J]. World Earthquake Engineering, 2004, 20(4): 47－51 (in Chinese))

[10] 周颖，吕西林. 空腹式劲性钢筋混凝土柱的恢复力模型研究[J]. 结构工程师，2004，20(6):59－65 (ZHOU Ying, LU Xilin. Study on restoring force model of lattice type steel reinforced concrete columns[J]. Structural Engineer, 2004, 20(6):59－65 (in Chinese))

[11] 郭子雄，张志伟，黄群贤，等. 型钢混凝土柱恢复力模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动，2009，29(5):79－85 (GUO Zixiong, ZHANG Zhiwei, HUANG Qunxian, et al. Experimental study on hysteretic model of SRC columns[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(5):79－ 85 (in Chinese))

[12] 刘阳，郭子雄，黄群贤. 核心型钢混凝土柱恢复力模型试验研究[J]. 建筑结构学报，2009，30(增刊 2):196－201 (LIU Yang, GUO Zixiong, HUANG Qunxian. Experimental study of restore forcemodel of CSRC columns [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(s2):196－201 (in Chinese))

[13] 王斌，郑山锁，郭贤发，等. 考虑损伤效应的型钢高强高性能混凝土框架柱恢复力模型研究[J]. 建筑结构学报，2012，32(6):69－76 (WANG Bin, ZHENG Shansuo, Guo Xianfa, et al. Study on restoring force model of SRHSHPC frame columns considering damage effects[J]. Journal of Building Structures, 2012, 32(6):69－76 (in Chinese))

[14] 薛建阳，刘锦禄，马辉，等. 型钢再生混凝土长柱恢复力模型的试验研究[J]. 工业建筑，2013，43(9):35－39 (XUE Jianyang, LIU Jinlu, MA Hui, et al. Experimental study on restoring force model of steel reinforced recycled aggregate concrete columns[J]. Industrial Construction, 2013, 43(9):35－39. (in Chinese))

[15] 殷小溦，吕西林，卢文胜. 配置十字型钢的型钢混凝土柱恢复力模型[J]. 工程力学，2014，31(1):97－103 (YIN Xiaowei, LU Xilin, LU Wensheng. Resilience model of SRC columns with cross-shaped encase steel [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(1):97－103 (in Chinese))

[16] 刘义，赵鸿铁，薛建阳，等. 型钢混凝土异形柱恢复力特性的试验研究[J]. 地震工程与工程振动，2009，29(2):86－91 (LIU Yi, ZHAO Hongtie, XUE Jianyang, et al. Experimental research on restoring force model of SRC special-shaped columns[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(2):86－91 (in Chinese))

[17] 赵永宏. 型钢混凝土异形框架柱正截面承载力研究[D]. 西安建筑科技大学，2007 (ZHAO Yonghong. Study on bearing capacity for SRC special shaped columns[D]. Xi′an University of Architecture and Technology, 2007 (in Chinese))

Experimental study on the restoring force model of solid-web steel reinforced concrete T-shaped column

LIU Zu-qiang, XUE Jian-yang, YANG Qing-feng
(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: In order to study the mechanical properties of solid-web steel reinforced concrete T-shaped column, low cycle repeated loading experiments were carried out for 5 specimens. Hysteretic curves and skeleton curves were obtained, and the effect of axial compression ratio and shaped steel ratio on bearing capacity and deformation performance was analyzed. Experimental results show that the hysteretic curves of solid-web steel reinforced concrete T-shaped column are plump and symmetrical, and the ductility is good. The ductility of the column decreases with the increase of axial compression ratio, however, the bearing capacity changes insignificantly. With the increase of steel ratio, both bearing capacity and ductility of the column increase. Based on experimental results and theoretical analysis, the calculation method of the characteristic value of the yield point, peak point and failure point at the skeleton curve of solid-web steel reinforced concrete T-shaped column was proposed, and then the trilinear restoring force model was established, which thereby provides a basis for the elasto-plastic seismic response analysis of steel reinforced concrete specially-shaped column structure.

Keywords: steel reinforced concrete; specially-shaped column; low cycle repeated loading experiment; characteristic point of skeleton curve; restoring force model