

DOI:10.11918/201909103

# 不同柱脚连接的自复位钢梁框架抗震性能试验

沈培文<sup>1</sup>, 杨 溥<sup>1,2</sup>, 洪基豪<sup>1</sup>, 杨熠明<sup>1</sup>

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学), 重庆 400045)

**摘 要:** 为研究不同柱脚连接形式对带自复位工字钢梁的单层单跨钢框架抗震性能的影响, 设计制作了两个柱脚分别为固接和铰接的自复位框架试件, 通过低周往复荷载试验, 分析了试件的受力发展过程、承载力、滞回特性、延性、耗能能力及自复位能力. 研究表明: 柱脚固接的自复位钢框架, 由于柱脚屈服后所需的恢复力远大于自复位工字钢梁提供的复位拉力, 残余变形较大, 结构自复位效果较差, 因此不建议将其作为此类结构的柱脚连接形式; 柱脚铰接的自复位钢框架在试验过程中的受力发展过程与理论分析结果吻合良好, 仅耗能元件发生塑性变形, 卸载后残余变形较小, 具有“可恢复功能结构”的特点; 柱脚铰接的自复位钢框架, 在4%层间位移角时骨架曲线仍未出现下降段, 承载力储备充足, 试件的位移延性系数为3.1, 等效黏滞阻尼系数为0.19, 具有较好的抗震性能.

**关键词:** 自复位钢框架; 固接柱脚; 铰接柱脚; 低周往复荷载试验; 残余变形; 抗震性能

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

**文章编号:** 0367-6234(2020)08-0030-08

## Experiment on seismic behavior of self-centering steel beam frame with different column foot connections

SHEN Peiwen<sup>1</sup>, YANG Pu<sup>1,2</sup>, HONG Jihao<sup>1</sup>, YANG Yiming<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Lab of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China)

**Abstract:** In order to study the influence of different column foot connections exerting on seismic behavior of single story and single span self-centering steel beam with I beam, two types of self-centering steel frame specimens composed of fixed column foot and articulated column foot respectively were designed and manufactured. The load transfer mechanism, bearing capacity, hysteretic behavior, ductility, energy dissipation capacity, and self-centering capacity of the specimens were analyzed by low cyclic loading test. Test results indicate that the self-centering frame with fixed column foot had larger residual deformation and poorer self-centering effect, since the required restoring force of the column foot after yielding was much greater than the force provided by the self-centering I beam. Therefore, it is not recommended to be adopted as column foot connection for such structures. The load transfer mechanism of the self-centering frame with articulated column foot agreed well with the theoretical analysis results. Only energy dissipation fuses had plastic deformation, and the residual deformation was small after unloading, indicating that it has the characteristic of “resilient structure”. When story drift was loaded to 4%, the skeleton curve had no descending section, and the self-centering frame with articulated column foot had adequate capacity reserve. The displacement ductility coefficient of the specimen was 3.1, and the equivalent viscous damping coefficient was 0.19, which shows that the structure has good seismic behavior.

**Keywords:** self-centering steel frame; fixed column foot; articulated column foot; low cyclic loading test; residual deformation; seismic behavior

传统的建筑抗震设计基于“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设防目标. 然而地震时, 特别是罕遇地震, 由于构件的破坏及较大的层间位移导致结构塑性变形过大, 以至难于修复. 为此, 国内外学者开始研究一种可恢复功能结构, 使结构在地震后能最快恢复其正常使用功能, 这样建筑不仅能够在地

震中保护人们的生命财产安全, 在地震后也能帮助人们尽快恢复正常生活<sup>[1]</sup>. 可恢复功能结构的实现方法有多种, 例如, 通过摇摆墙或摇摆柱减少结构的破坏, 使其在震后稍加修复或不修复即可投入使用; 通过自复位结构自动恢复到结构的正常状态, 减少结构震后残余变形.

文献[2]最早提出了自复位结构的概念. 文献[2-7]设计了一种具有自复位功能的梁柱节点, 通过预应力筋提供的张拉力进行梁柱连接, 在梁柱连接部位设置角钢进行耗能, 并先后进行了理论分析和试验验证. 基于文献[2]提出的自复位梁柱节点,

**收稿日期:** 2019-09-16

**基金项目:** 国家自然科学基金(51578093);

重庆市自然科学基金(cstc2018jcyjAX0061)

**作者简介:** 沈培文(1985—), 男, 博士研究生;

杨 溥(1969—), 男, 教授, 博士生导师

**通信作者:** 杨 溥, Yangpu@cqu.edu.cn

文献[8-10]分别将作为耗能元件的角钢替换为摩擦型阻尼器和沙漏状黏滞阻尼器进行研究,结果表明,以上形式的自复位节点均能有效减小震后结构的残余变形.除以上针对自复位梁柱节点的研究外,亦有针对整体结构的研究,均达到了预期的目标,例如:文献[11]提出了一种腹板摩擦耗能的自复位钢框架体系,对一栋4层结构进行数值分析及模型试验;文献[12]对分别以角钢、梁底摩擦装置、梁腹板摩擦装置作为耗能元件的自复位结构进行了远场和近场地震的时程分析;文献[13]建立了有限元模型对一栋在梁顶和梁底设置耗能角钢的6层自复位框架结构的抗震性能及震后经济损失进行了研究.以上研究成果均基于具有自复位功能的梁柱节点连接,虽然实现了结构预期的抗震性能目标,但存在一定的不足,即框架承受水平荷载时,梁柱连接部位梁上翼缘处会出现开口,造成楼板开裂,另外,设置于梁柱节点部位的耗能元件损坏后不易更换.针对以上存在的问题,文献[14-15]提出了一种带自复位钢桁架梁的框架结构,通过下弦内外套管的相对移动,维持框架柱间距不变,解决了楼板变形协调问题,并通过公式推导和有限元模拟,对自复位钢桁架梁的受力机理、自复位能力、耗能能力、破坏模式进行了分析,得出了影响结构自复位能力和耗能能力的相关参数的合理取值范围.但该研究成果局限于理论分析阶段,并存在桁架梁过高,从而影响建筑使用的问题.

本文提出一种带自复位工字钢梁的钢框架,设计制作了框架柱脚分别为固接和铰接的两个试件,通过低周往复荷载试验,对试件的宏观试验现象、受力发展过程、承载力、滞回特性、延性、耗能能力及自复位能力进行研究,以确定合理的柱脚连接形式,并验证该自复位框架是否具有“可恢复功能结构”的特点,以期为此类结构的设计和工程应用提供参考.

### 1 自复位工字钢梁的构造

#### 1.1 自复位工字钢梁的构造

自复位工字钢梁采用组合工字形截面,工字钢梁上翼缘、腹板与钢柱铰接,“下翼缘”由下翼缘钢板、外部槽形钢管(以下简称“外套管”)和内部矩形钢套管(以下简称“内套管”)组成,内、外套管同心设置,内套管与柱铰接.内、外套管两端设置锚固板,通过在锚固板之间张拉预应力钢绞线,将内、外套管预压顶紧,预应力钢绞线的张拉力为框架结构提供复位能力.耗能元件采用防屈曲耗能杆,其两端分别与内、外套管(需在相应位置开口)伸出的耳板连接,作为结构的“保险丝”,失效后可方便更换.自复

位工字钢梁构造见图1.

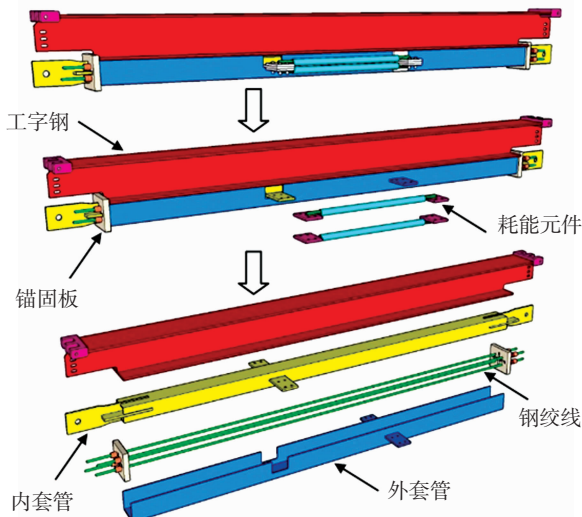


图1 自复位工字钢梁构造图

Fig. 1 Configuration of self-centering steel I beam

#### 1.2 受力机理

当框架受到向右的水平荷载时,其变形见图2.上翼缘及腹板带动下翼缘外套管向右移动,压迫右侧锚固板右移,而左侧锚固板受内套管限制不能向右移动,从而产生开口.内外套管相对错动使得耗能元件产生轴向拉压变形,消耗地震能量,预应力钢绞线的拉力使锚固板复位,为框架提供复位能力.变形过程中,柱间距不变.文献[14-15]对自复位钢桁架梁的受力特性分析和抗弯承载力推导同样适用于本文的自复位工字钢梁,此处不再赘述.

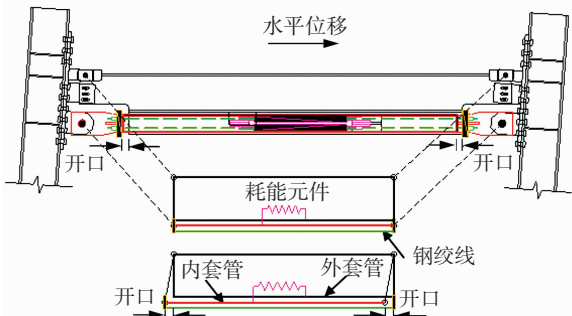


图2 自复位工字钢梁变形图

Fig. 2 Deformation plot of self-centering steel I beam

### 2 试验概况

#### 2.1 试件设计与制作

为研究不同柱脚连接形式对自复位钢框架抗震性能的影响,设计制作了两榀带自复位工字钢梁的单层单跨框架,柱脚连接分别采用固接和铰接.自复位工字钢梁的设计参照文献[14-15],试验分组见表1.表1中 $\beta_{sc} = (A_{pt} \cdot f_{pt}) / (A_{ED} \cdot f_{yED})$ ,  $A_{pt}$ 为预应力钢绞线面积,  $f_{pt}$ 为预应力钢绞线初始张拉应力,  $A_{ED}$ 为耗能元件面积,  $f_{yED}$ 为耗能元件材料屈服强度.

表 1 试验分组  
Tab.1 Test groups

| 试件编号 | 钢绞线初始张拉力/kN | 自复位参数 $\beta_{sc}$ | 柱脚连接 |
|------|-------------|--------------------|------|
| SCB1 | 408.5       | 2.237              | 固接   |
| SCB2 | 408.5       | 2.237              | 铰接   |

框架试件尺寸见图 3(a) (柱脚铰接框架和固接框架仅柱脚形式不同,其余尺寸均相同,仅列出铰接框架尺寸,后文类同). 固接、铰接柱脚尺寸分别见图 3(b)、(c),铰接柱脚采用销轴连接. 梁柱节点部位构造可分为 4 部分:1)工字钢梁上翼缘的指状连接;2)工字钢梁腹板抗剪连接;3)下部内套管两端铰连接;4)柱端板连接,见图 3(d). 加工成型后,自复位钢梁端部构造见图 3(e). 锚固板厚 50 mm,中间开十字形槽,并穿过内套管十字板,十字板将内套管端部分为 4 个腔室,每个腔室穿过一根钢绞线,钢绞线锚于锚固板上(锚固板开孔 18 mm). 自复位钢框架钢材型号见表 2.

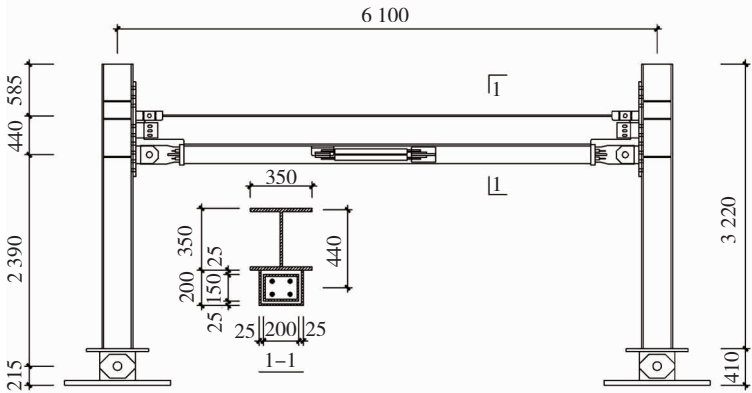
表 2 自复位钢框架钢材型号

Tab.2 Steel types of self-centering steel frame

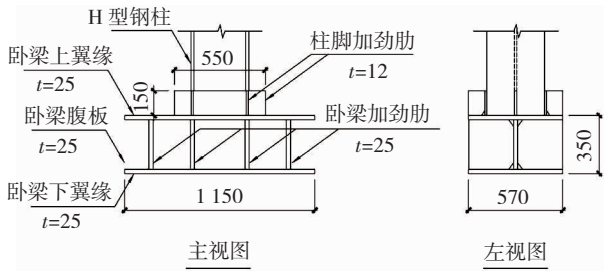
| 构 件  | 型 号                   | 材 质  |
|------|-----------------------|------|
| 框架柱  | HW350 × 350 × 12 × 19 | Q345 |
| 工字钢梁 | HW350 × 350 × 12 × 19 | Q345 |
| 外套管  | 250 × 200 × 10        | Q235 |
| 内套管  | 250 × 150 × 10        | Q235 |

耗能元件采用防屈曲消能杆,由核心钢板、高强无收缩灌浆料和约束钢管组成,核心钢板厚度 10 mm,宽度 20 mm,外裹聚乙稀薄膜,约束钢管与核心钢板间填充无收缩灌浆料.

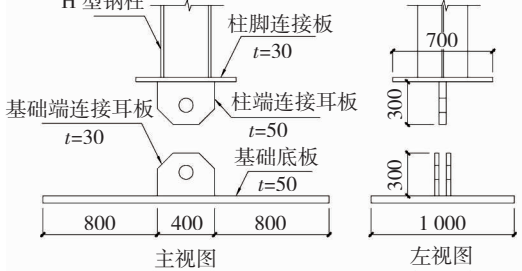
预应力钢绞线型号为 1 × 7 公称直径 15.2 mm, 极限强度标准值  $f_{ptk} = 1\ 860\ \text{MPa}$ , 长度 4.7 m, 共 4 根. 张拉控制应力为  $0.3f_{ptk}$ , 即 558 MPa, 每根钢绞线设计初始张拉力为 101.2 kN, 张拉后, 目标值与实测值误差均小于 1%.



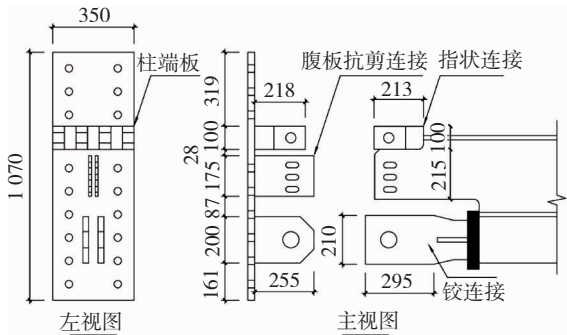
(a) 柱脚铰接自复位钢框架尺寸



(b) 固接柱脚尺寸



(c) 铰接柱脚尺寸



(d) 梁柱节点连接



(e) 试件梁端构造

图 3 试件尺寸及连接形式 (mm)

Fig. 3 Dimension of specimens and connection form (mm)

2.2 材料力学性能

钢材的力学性能指标实测值见表 3。表中  $t$  为钢板厚度,  $E_s$  为钢材弹性模量,  $f_y$ 、 $f_u$  分别为钢材屈服强度和抗拉强度。

表 3 钢材材料力学性能

Tab. 3 Mechanical properties of steel materials

| 钢材类型   | $t/\text{mm}$ | $E_s/\text{MPa}$ | $f_y/\text{MPa}$ | $f_u/\text{MPa}$ |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|
| H 型钢翼缘 | 19            | 210 360          | 425              | 550              |
| H 型钢腹板 | 12            | 211 674          | 422              | 540              |
| 外套管    | 10            | 208 676          | 293              | 440              |
| 内套管    | 10            | 210 810          | 297              | 445              |
| 耗能元件   | 10            | 210 676          | 295              | 445              |

采用单向反复拉压试验对耗能元件性能进行测试,测试结果见图 4。结果表明,耗能元件最终的破坏形态为核心区钢板拉断,由于钢管及内部灌浆料对核心钢板具有约束作用,受压时耗能元件未屈曲,其受压极限承载力明显大于受拉极限承载力。当轴向位移大于 2 mm 时,即伸长率 0.33%,构件刚度下降明显,并产生塑性变形,断裂时位移约 25 mm,伸长率约 4.2%,力学性能良好。

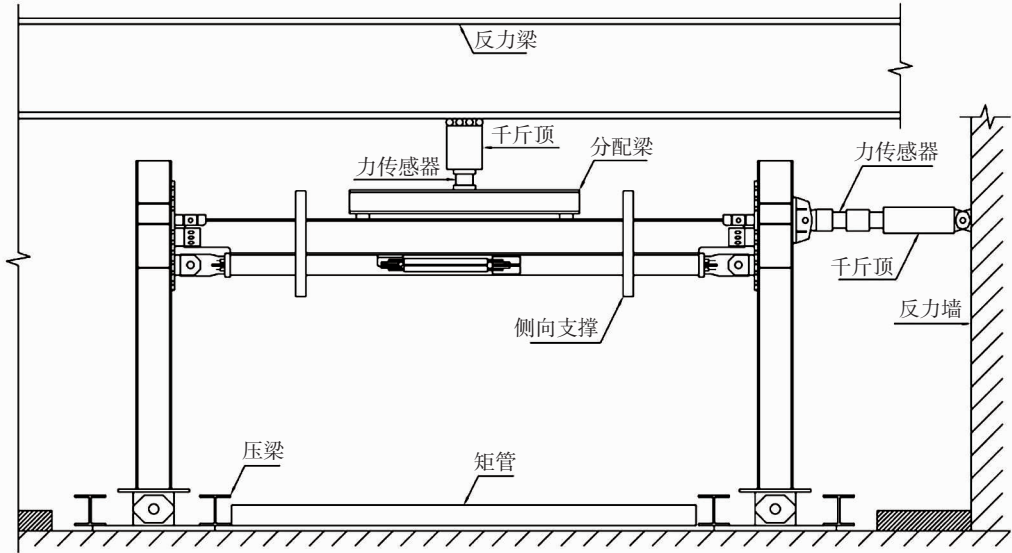


图 5 试验加载装置

Fig. 5 Test setup

水平加载采用位移控制,通过位移角计算每级加载点水平位移,在位移角为  $1/50\text{ rad}$  之前,每级加载增量为 10 mm,之后每级增量为 15 mm,加载点最大水平位移为 112 mm,对应层间位移角  $1/25\text{ rad}$ ,每级循环两次。

2.4 测点布置及测量系统

测量系统的布置见图 6,在框架柱不同高度布置了 8 个位移计,即 DM1 ~ DM8,其中 DM1 和 DM2 用于测量加载点的侧向位移,DM3 和 DM4 用于测量距柱脚 1.4 m 处框架柱的侧向位移,DM5 和 DM6

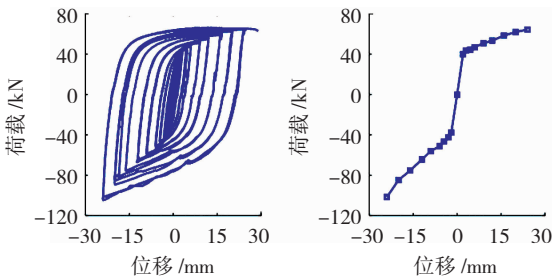


图 4 耗能元件滞回曲线和骨架曲线

Fig. 4 Hysteretic curves and skeleton curves of energy dissipation fuses

2.3 加载方案

加载装置见图 5,采用 200 t 油压千斤顶对框架施加水平往复荷载。千斤顶一端与反力墙固定,另一端通过高强螺栓与柱顶连接,水平荷载作用位置与框架梁的形心重合。竖向力由 300 t 油压千斤顶提供,千斤顶上端通过滑车作用于反力梁,以消除加载过程中竖向力产生的摩擦力,下端与分配梁连接,将竖向力施加在梁三分点处。加载过程中,维持竖向力不变,大小为 100 kN。压梁作用在基础底板上,压梁两端通过螺杆锚于地槽内,两基础底板通过矩管焊接连接,防止试验过程中两基础之间产生相对滑移。

用于测量锚固板开口宽度,DM7 和 DM8 用于测量耗能元件的轴向位移。应变片布置在自复位工字钢梁跨中和支座截面,沿框架柱分别布置在梁柱节点、距柱脚 1.4 m 处和柱脚。

3 结果及分析

3.1 试验现象

3.1.1 SCB1 组

当水平位移小于 20 mm 时,锚固板未开口,钢绞线拉力变化不明显。水平位移加载至 30 mm,可见

锚固板开口,开口宽度以及钢绞线拉力随水平位移的增加而增大.水平位移加载至 56 mm,锚固板开口宽度约 8 mm,钢绞线拉力增大约 60%,柱脚表面有起皱现象,柱脚塑性变形导致柱身倾斜明显,见图 7.

由于此时已达到文献[16]规定的弹塑性层间位移角限值 1/50,卸载后结构存在一定程度的残余变形,复位效果不佳,故停止加载.

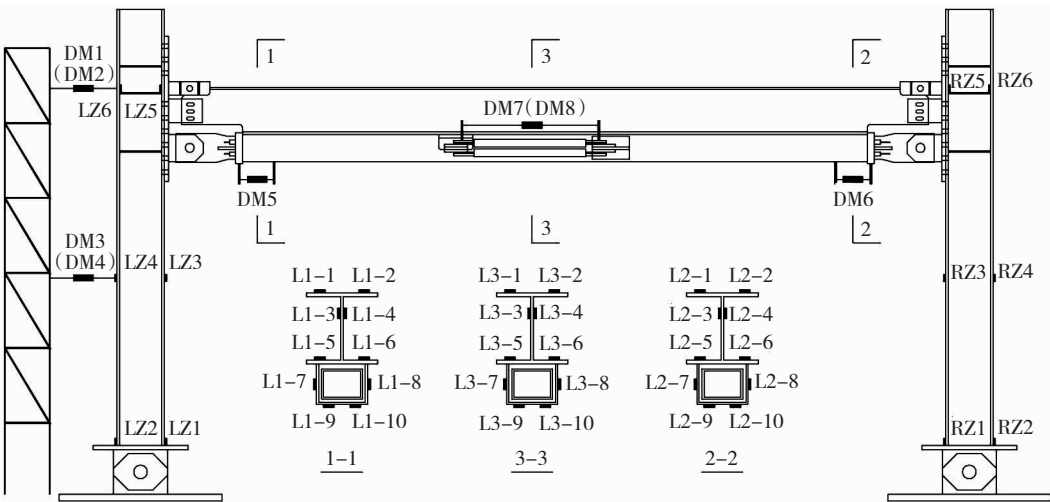


图 6 测量系统布置

Fig. 6 Arrangement of measurement system

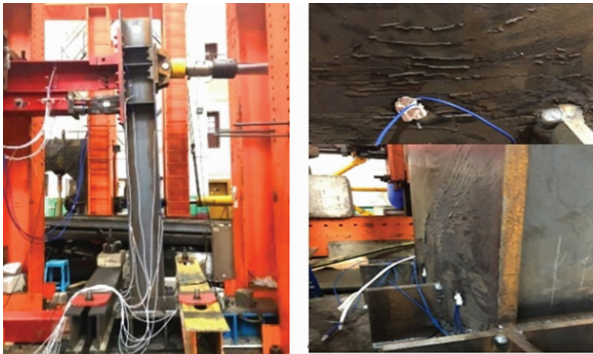


图 7 SCB1 试验现象

Fig. 7 Test phenomenon of SCB1

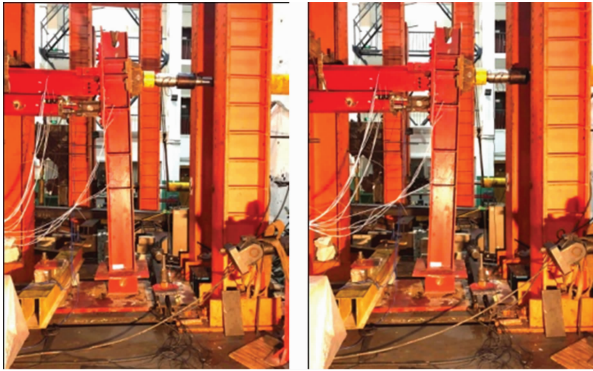


图 8 SCB2 试验现象

Fig. 8 Test phenomenon of SCB2

3.1.2 SCB2 组

当水平位移小于 30 mm 时,锚固板未开口,钢绞线拉力变化不明显.水平位移加载至 40 mm,可见锚固板开口,开口宽度以及钢绞线拉力随水平位移的增加而增大.水平位移加载至 112 mm,锚固板开口宽度约 10 mm,钢绞线拉力增大约 60%,框架柱

产生明显的转动和弯曲变形,见图 8.卸载过程中,当缓慢松开油泵阀门时,可见锚固板开口逐渐闭合,结构自行复位,卸载完成后,残余变形较小,自复位效果明显.

3.2 滞回曲线

试件加载点水平荷载-位移滞回曲线见图 9.

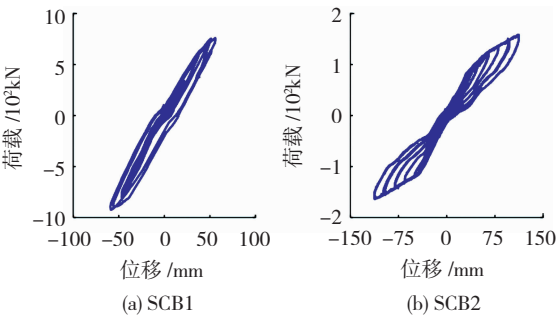


图 9 试件滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic curves of specimens

对于 SCB1,试验加载初期,结构保持弹性,随着位移增加,锚固板开口,耗能元件受拉屈服,结合 3.7 节柱脚应变片数据可知 H 型钢柱脚翼缘外边缘开始屈服,滞回曲线与普通框架相似.由于固接柱脚变形屈服需要较大的外力,如使其复位就必须提供同样大的复位力,钢绞线提供的复位拉力不足以使已屈服的框架柱复位,导致卸载后存在残余变形.对于 SCB2,锚固板开口前,结构受力特征与 SCB1 相似,锚固板开口后,耗能元件参与受力,钢绞线拉力增大,此后,耗能元件屈服,结构刚度下降,达到各级目标位移后开始卸载,卸载过程中,钢绞线拉力使得锚固板闭合,耗能元件反向受力并屈服,卸载刚度由

大变小.当开口闭合后,卸载刚度增大,保持与初始刚度基本一致.整个滞回曲线表现出自复位结构典型的“旗帜形”特征,有捏缩现象,曲线特征与文献[14]所述自复位框架结构的理论滞回曲线基本一致.

3.3 骨架曲线

试件的骨架曲线见图 10.对于 SCB1,刚度变化规律是先增大后减小,框架柱和耗能元件屈服后,结构刚度开始降低,加载至位移角为  $1/50$  rad 时,固接框架柱脚产生一定程度的塑性变形.结构在零点附近的刚度有减小趋势,原因是自复位钢梁内套管与柱的铰连接有间隙,使得加载初期自复位钢梁未完全参与受力,当位移增大到一定程度后,铰内销轴与孔壁接触,自复位钢梁开始参与受力,结构刚度增大.对于 SCB2,锚固板开口后,耗能元件开始受力并屈服,结构刚度下降,加载至位移角为  $1/25$  rad 时,骨架曲线未出现下降段,钢梁及钢绞线均完好,仅耗能元件屈服,且未断裂,说明该自复位框架承载力储备充足.

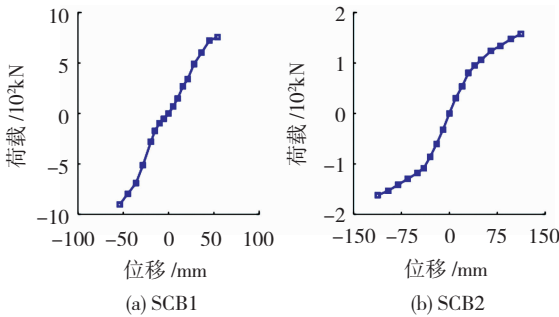


图 10 试件骨架曲线

Fig. 10 Skeleton curves of specimens

3.4 锚固板开口

锚固板开口宽度与试件加载点水平位移的关系见图 11,由于左右两侧锚固板开口宽度变化规律相同,仅列出左侧锚固板开口宽度变化曲线. SCB1 锚固板开口对应的结构水平位移为 20 mm, SCB2 为 36 mm.由于柱底固接的框架柱能够为结构提供较大的抗弯刚度,故锚固板开口时对应的结构水平位移较柱底铰接框架小.结合文献[14]的结论,可将锚固板开口作为判断此类自复位框架耗能元件是否参与工作的特征点.

3.5 耗能元件变形

耗能元件轴向变形与试件加载点水平位移的关系见图 12.耗能元件变形与锚固板开口相关,锚固板开口后,耗能元件开始参与受力,对比两个试件, SCB2 的耗能元件耗能效果明显优于 SCB1.

3.6 预应力钢绞线拉力

预应力钢绞线拉力与试件加载点水平位移的关系见图 13. SCB1 加载至水平位移 20 mm、SCB2 加载

至水平位移 40 mm 时,钢绞线拉力开始出现明显变化,整个加载过程,钢绞线应力未超过屈服应力,达到最大位移后卸载,钢绞线拉力减小,当开口闭合后,钢绞线拉力基本回到初始拉力状态,拉力关系曲线呈“U”形.试验中钢绞线始终保持弹性状态.结构在相同的水平位移下, SCB1 的钢绞线拉力明显大于 SCB2,这是由于固接框架较大的外部荷载需要钢绞线提供更大的抵抗矩所致.

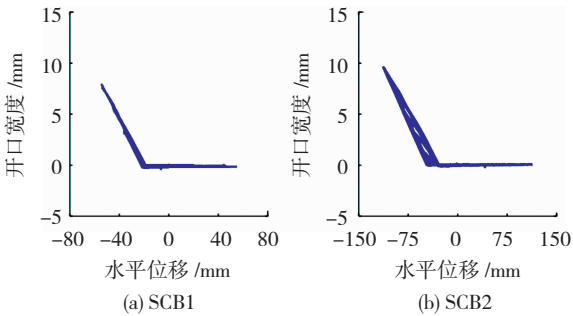


图 11 开口宽度-加载点水平位移曲线

Fig. 11 Gap opening-loading displacement

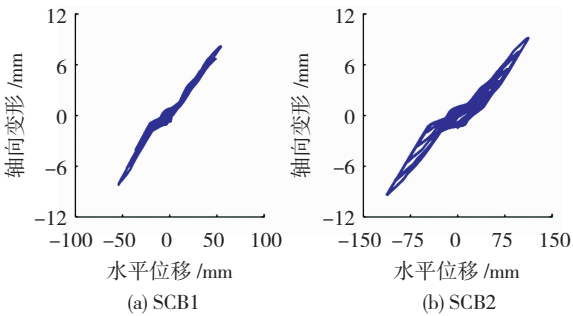


图 12 耗能元件轴向变形-加载点水平位移曲线

Fig. 12 Axial deformation of energy dissipation fuses-loading displacement

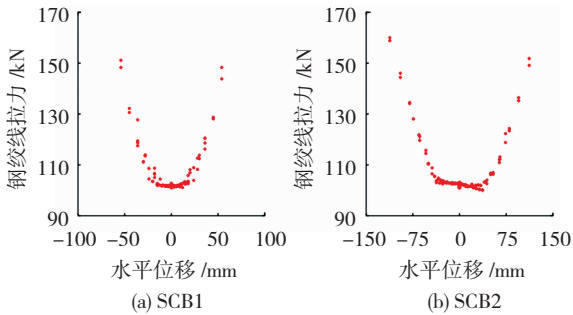


图 13 预应力钢绞线拉力-加载点水平位移曲线

Fig. 13 Force of prestressed steel strand-loading displacement

3.7 梁柱应变

两个试件的框架柱截面主要测点应变随结构加载点水平荷载的关系见图 14.由于自复位工字钢梁截面应变均未超过材料屈服时对应的应变,限于篇幅,在此不再列出.对于 SCB1,框架柱变形主要发生在柱底,图示测点位于柱底翼缘处,当加载点水平位移约 35 mm 时,柱脚翼缘应变达到屈服应变,柱底开始屈服,塑性区从翼缘外侧向内发展,应变曲线表现出一定的滞回特性.对于 SCB2,柱翼缘处最大应

变约为  $5 \times 10^{-4}$ , 远小于钢材的屈服应变  $2 \times 10^{-3}$ , 框架柱在试验过程中始终保持弹性.

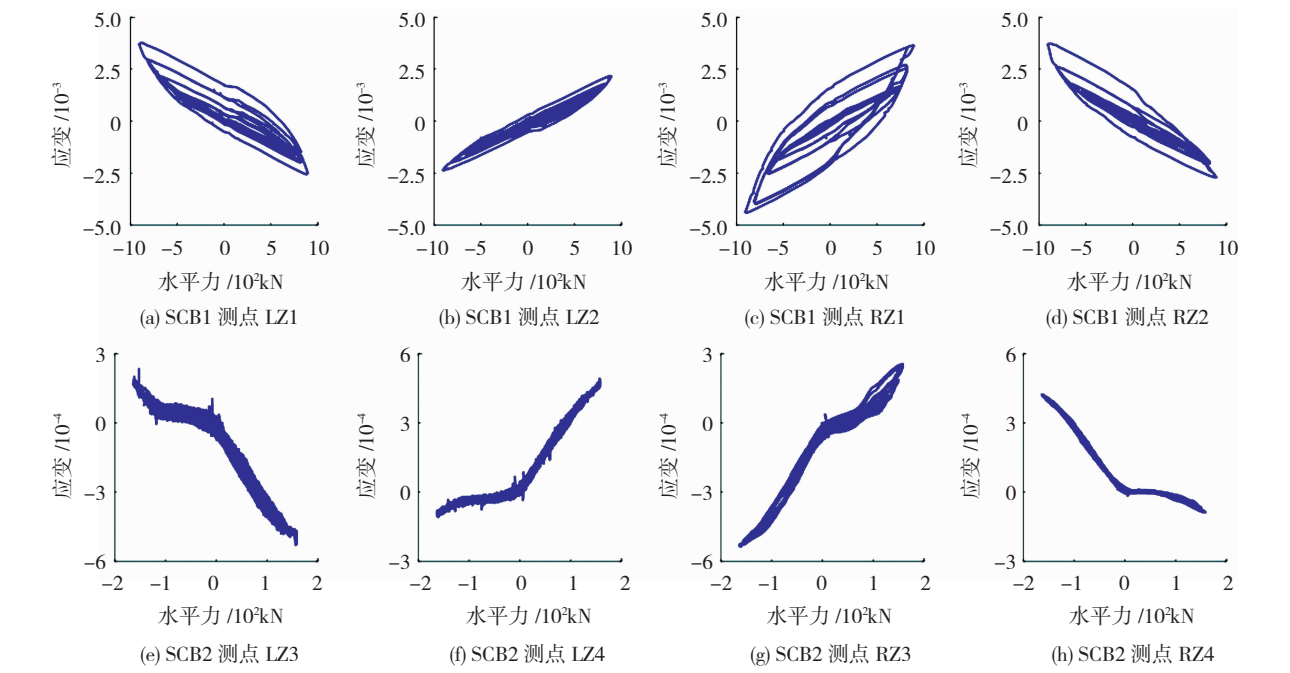


图 14 框架柱主要测点应变

Fig. 14 Strain of frame columns at main measuring points

3.8 延性

采用位移延性系数评估试件的延性. 位移延性系数  $\mu$  是试件的极限位移  $\Delta_u$  与试件的屈服位移  $\Delta_y$  之比. 对于自复位钢框架,  $\Delta_y$  近似取锚固板开口时对应的结构位移,  $\Delta_u$  近似取结构加载最大位移. 试件的位移延性系数见表 4. 两个试件均通过构件的塑性变形使结构表现出良好的延性, 区别在于 SCB1 的塑性变形集中于框架柱, SCB2 则集中于耗能元件.

表 4 试件延性系数

| Tab. 4 Ductility coefficients of specimens |                      |                      |       |
|--------------------------------------------|----------------------|----------------------|-------|
| 试件编号                                       | $\Delta_y/\text{mm}$ | $\Delta_u/\text{mm}$ | $\mu$ |
| SCB1                                       | 20                   | 54                   | 2.7   |
| SCB2                                       | 36                   | 112                  | 3.1   |

3.9 自复位能力

采用加载至最大位移并卸载后结构残余层间位移角  $\theta_r$  和残余层间位移角与最大加载位移角  $\theta_u$  之比值  $\lambda_\theta$  评估试件的自复位能力. 试件的残余层间位移角见表 5, SCB1 残余层间位移角已达到最大加载位移角的 45%, 复位效果较差; SCB2 卸载之后几乎无残余变形, 复位效果良好.

表 5 试件残余层间位移角

| Tab. 5 Residual story drifts of specimens |                       |                       |                  |
|-------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|
| 试件编号                                      | $\theta_r/\text{rad}$ | $\theta_u/\text{rad}$ | $\lambda_\theta$ |
| SCB1                                      | 0.009                 | 0.02                  | 0.450            |
| SCB2                                      | 0.003                 | 0.04                  | 0.075            |

3.10 耗能能力

文献[17]建议采用等效黏滞阻尼系数  $\xi_e$  评估试件的能量耗散能力, 其定义见式(1).

$$\xi_e = \frac{1}{4\pi} \frac{W_c}{W_s}, \tag{1}$$

式中:  $W_c$  为相应加载步水平荷载 - 位移滞回曲线面积,  $W_s$  为结构最大变形成.

通过上文分析可知, SCB1 不具有自复位能力, 其耗能机制与普通框架类似, 限于篇幅, 本节不对其耗能能力进行分析. 试件 SCB2 在各级加载位移下能量耗散值见图 15. 根据式(1) 计算得到屈服位移对应的等效黏滞阻尼系数  $\xi_{ey}$  和极限位移对应的等效黏滞阻尼系数  $\xi_{eu}$  分别为 0.08 和 0.19, 试件具有一定的耗能能力.

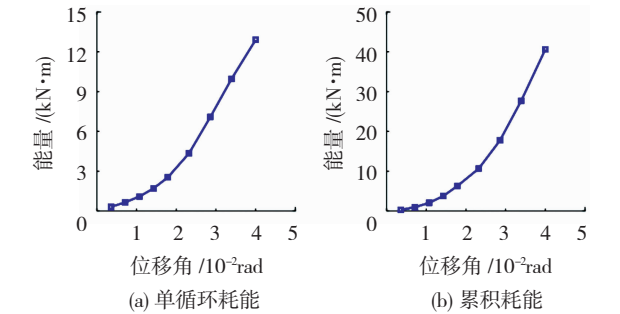


图 15 试件能量耗散

Fig. 15 Energy dissipation value of specimens

4 结 论

1) 柱脚固接的自复位钢框架, 锚固板开口初期

(即水平位移较小)呈现一定的复位能力;框架柱屈服后,由于柱脚所需的恢复力远大于自复位工字钢梁提供的复位拉力,复位能力较差,应进行特殊设计,如采用自复位柱脚,否则不建议将其作为自复位框架结构的柱脚连接形式。

2)柱脚铰接的自复位钢框架在试验过程中的受力发展过程和试验结果与理论分析吻合良好,仅耗能元件发生塑性变形,卸载后结构自行复位,残余层间位移角仅 0.3%,更换耗能元件后,结构抗震性能得以恢复,具有“可恢复功能结构”的特点。

3)试验加载至规范规定的弹塑性层间位移角限值的两倍,即 4% 层间位移角时,柱脚铰接的自复位钢框架骨架曲线未出现下降段,试验完成后,钢梁及预应力钢绞线均完好,仅耗能元件产生塑性变形但未断裂,试件承载力储备充足,试件的位移延性系数为 3.1,等效黏滞阻尼系数为 0.19,抗震性能良好。

参考文献

[1] 吕西林,全柳萌,蒋欢军. 从 16 届世界地震工程大会看可恢复功能抗震结构研究趋势[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(3):1  
LÜ Xilin, QUAN Liumeng, JIANG Huanjun. Research trend of earthquake resilient structures seen from 16WCEE[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2017, 37(3): 1. DOI: 10.13197/j. eeev. 2017. 03. 1. lxxl. 001

[2] RICLES J M, SAUSE R, GARLOCK M E M, et al. Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(2):113

[3] RICLES J M, SAUSE R, PENG S W, et al. Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(7): 850. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:7(850)

[4] GARLOCK M E M, RICLES J M, SAUSE R. Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(3): 438. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:3(438)

[5] GARLOCK M E M, SAUSE R, RICLES J M. Behavior and design of posttensioned steel frame systems [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(3): 389. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:3(389)

[6] GARLOCK M E M, LI Jie. Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(10): 526. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2007. 10. 006

[7] 潘振华,潘鹏,叶列平,等. 自复位钢框架节点有限元模拟及参数分析[J]. 建筑结构学报,2011,32(3):35  
PAN Zhenhua, PAN Peng, YE Lieping, et al. Modeling and parametric study of beam-to-column connection for self-centering

steel moment frames[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(3):35. DOI: 10.14006/j. jzjgxb. 2011. 03. 005

[8] IYAMA J, SEO C Y, RICLES J M, et al. Self-centering MRFs with bottom flange friction devices under earthquake loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(2): 314. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2008. 02. 018

[9] VASDRAVELLIS G, KARAVASILIS T L, UY B. Finite element models and cyclic behavior of self-centering steel post-tensioned connections with web hourglass pins[J]. Engineering Structures, 2013, 52(2):1. DOI: 10.1016/j. engstruct. 2013. 02. 005

[10] TZIMAS A S, DIMOPOULOS A I, KARAVASILIS T L. EC8-based seismic design and assessment of self-centering post-tensioned steel frames with viscous dampers [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 105(10):60. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2014. 10. 022

[11] ZHANG Ailin, ZHANG Yanxia, LI Rui, et al. Cyclic behavior of a prefabricated self-centering beam-column connection with a bolted web friction device[J]. Engineering Structures, 2016, 111(12): 185. DOI: 10.1016/j. engstruct. 2015. 12. 025

[12] SARVESTANI H A. Structural evaluation of steel self-centering moment-resisting frames under far-field and near-field earthquakes [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 151(9):83. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2018. 09. 013

[13] GUAN Xingquan, BURTON H, MORADI S. Seismic performance of a self-centering steel moment frame building: from component-level modeling to economic loss assessment [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 150(7): 129. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2018. 07. 026

[14] 杨溥,沈培文,黄诚,等. 新型自复位钢桁架梁的设计及参数分析[J]. 重庆大学学报, 2019, 42(1): 25  
YANG Pu, SHEN Peiwen, HUANG Cheng, et al. Design and parameter analysis for new self-centering steel truss beam [J]. Journal of Chongqing University, 2019, 42(1): 25. DOI: 10.11835/j. issn. 1000-582X. 2019. 01. 003

[15] 杨溥,高浩捷,蔡森,等. 新型自复位钢桁架梁的受力机理及抗震性能[J]. 土木建筑与环境工程,2019,40(2):12  
YANG Pu, GAO Haojie, CAI Sen, et al. Analysis of stress mechanism and seismic behavior of a new self-centering steel truss beam [J]. Journal of Civil, Architectural and Environmental Engineering, 2019, 40(2):12. DOI: 10.11835/j. issn. 1674-4764. 2018. 02. 003

[16] 中国建筑科学研究院. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016: 47  
China Academy of Building Research. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2016: 47

[17] 潘鹏,叶列平,钱稼茹,等. 建筑结构消能减震设计与案例[M]. 北京:清华大学出版社,2014:10  
PAN Peng, YE Lieping, QIAN Jiaru, et al. Seismic design of building structures equipped with energy dissipation devices[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2014: 10

(编辑 赵丽莹)