

DOI:10.11918/202201046

# 双层柱间支撑框架在循环荷载下的破坏机理

蔡洲鹏<sup>1</sup>, 冉红东<sup>1,2</sup>

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055; 2. 结构工程与抗震教育部重点实验室(西安建筑科技大学), 西安 710055)

**摘要:** 为研究双层柱间支撑框架(steel two-tiered braced frames, 简称 STBF)的滞回性能及在罕遇地震作用下的破坏机理, 对1个1/2缩尺 STBF 进行了往复加载试验。在试验基础上, 又对31个经试验验证的 STBF 模型进行了数值模拟。分析了 STBF 在循环荷载作用下的破坏模式、变形和内力变化规律, 研究了柱顶荷载、支撑长细比、支撑截面径厚比和层高比等参数对 STBF 破坏机理的影响。结果表明: STBF 在循环荷载作用下, 支撑破坏主要集中在某一层, 该层支撑会出现较大支撑平面外屈曲变形, 并可能发展为断裂破坏; 由于上、下层支撑不同时破坏, 导致柱产生支撑平面内弯矩; 随着层高比的增大, STBF 的耗能能力提高; 当轴压比大于0.5或层高比小于0.5时, STBF 可能由于柱失稳而过早破坏, 建议柱轴压比不应大于0.5, 且层高比不应小于0.5。

**关键词:** 双层柱间支撑框架; 试验研究; 有限元分析; 滞回性能; 破坏机理

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2022)10-0118-12

## Collapse mechanism of steel two-tiered braced frames under cyclic load

CAI Zhoupeng<sup>1</sup>, RAN Hongdong<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;

2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance (Xi'an University of Architecture and Technology), Ministry of Education, Xi'an 710055, China)

**Abstract:** The hysteretic behavior and collapse mechanism of steel two-tiered braced frames (STBF) under rare earthquake was studied. Quasi-static test was conducted on a 1/2-scale STBF, and numerical simulation was carried out for 31 validated models of STBF. The failure mode, deformation, and internal force of STBF under cyclic load were analyzed. The influences of parameters on the collapse mechanism of STBF were investigated, including the load on the top of the column, slenderness ratio, diameter-thickness ratio, and tier-height ratio of braced frames. Results show that the bracing failure of STBF under cyclic load was primarily in one tier. The tier underwent a larger buckling deformation outside the brace plane, which might develop to fracture failure. The column experienced in-plane bending moment due to the asynchronous failure of upper and lower braces. With the increase in the tier-height ratio, the energy dissipation capacity of STBF increased. When the axial compression ratio was larger than 0.5 or the tier-height ratio of the braced frame was less than 0.5, STBF was damaged prematurely due to the instability of columns. Therefore, it is recommended that the axial compression ratio of the column should not be larger than 0.5, and the tier-height ratio should not be less than 0.5.

**Keywords:** steel two-tiered braced frames; experimental study; finite element analysis; hysteretic behavior; collapse mechanism

门式刚架结构因重量轻、工业化程度高、施工速度快、综合经济效益好及适用范围广等优点被广泛应用于工业与民用建筑<sup>[1]</sup>。在门式刚架结构中,柱间支撑是保证结构纵向刚度和抵抗纵向水平地震作用的核心构件<sup>[2]</sup>,通常由中心支撑和水平刚性系杆组成。由于门式刚架结构应用时间较短,对其性能的研究相对匮乏。尤其在抗震性能方面,研究主要集中在横向刚架<sup>[3-5]</sup>、节点<sup>[6-7]</sup>和整体结构的振动

台试验<sup>[8-10]</sup>等方面,鲜见结构纵向抗震性能的相关研究。研究的滞后导致设计规范缺乏门式刚架结构纵向抗震设计的明确规定,GB 51022—2015《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》<sup>[11]</sup>中仅规定采用底部剪力法进行计算,并无具体纵向抗震计算方法或相关设计规定。而修订的2016版GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》<sup>[12]</sup>仍不包括轻型钢结构厂房,该规范仅在附录中对单层钢筋混凝土柱或砖柱的单层工业厂房的纵向抗震设计做了较为具体的规定。

另一方面,当结构高度较大时常采用多层柱间支撑。相比单层柱间支撑,采用多层柱间支撑可在支撑长细比小的同时有效减小柱的平面外计算长

收稿日期: 2022-01-12

基金项目: 陕西省科技厅自然科学基金基础研究计划(2018JM5123)

作者简介: 蔡洲鹏(1995—),男,博士研究生

通信作者: 冉红东, ranhd@163.com

度,取得较好的综合经济效益。文献[13-15]通过时程分析和推覆分析对多层柱间支撑框架的纵向抗震性能进行了分析。发现在罕遇地震作用下,由于多层柱间支撑框架中各层支撑承受剪力大小不同,薄弱层支撑提前受压屈曲甚至断裂而退出工作。而薄弱层的柱,由于支撑的过大变形而承受支撑平面内弯矩作用,出现设计中未考虑的双向压弯情况,导致柱有发生支撑平面内失稳破坏的可能,然而研究结论尚缺乏试验依据。

因此,本文首先对 1 个 1/2 缩尺 STBF 进行了循环加载试验研究,初步揭示了多层柱间支撑框架在罕遇地震下的破坏模式和滞回性能。然后采用 ABAQUS 建立了 STBF 模型,分析了 STBF 的破坏模式、变形和内力,并分析了柱顶荷载、支撑长细比、支撑截面径厚比和层高比等参数对其破坏机理的影响,为门式刚架结构纵向抗震设计提供参考。

### 1 试验概述

#### 1.1 试件设计

试验设计了 1 个 1/2 缩尺 STBF 试件。原型结构为位于西安的无吊车轻型门式刚架钢结构厂房,厂房跨度 18 m,纵向长度 42 m,布置了 8 榀门式刚架,柱距 6 m,柱顶高度 9 m,刚架斜梁坡度 1:10。每个柱列布置两道柱间支撑,取 1 道支撑及与支撑相连的柱组成的 STBF 作为本文研究对象,见图 1。考虑到实验室场地和加载设备等因素,对 STBF 原型结构进行 1/2 缩尺,缩尺前后主要构件尺寸见表 1。试件几何尺寸见图 2,为便于描述试验结果,图中还显示了支撑和系杆的编号。

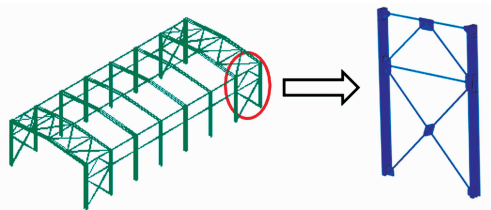


图 1 试件取样位置

Fig. 1 Sampling position of specimens

表 1 主要构件尺寸

Tab. 1 Dimensions of members mm

| 主要构件 | 原型                  | 缩尺                 |
|------|---------------------|--------------------|
| 柱    | H500 × 250 × 8 × 12 | H250 × 125 × 4 × 6 |
| 支撑   | Φ83 × 6             | Φ42 × 3            |
| 水平系杆 | Φ96 × 6             | Φ48 × 3            |

#### 1.2 材料性能

试件采用 Q235B 钢板和焊接钢管焊接而成。

所有材性试件均与 STBF 试件同批钢材制作,结果见表 2,表中数值均为材料性能的平均值。

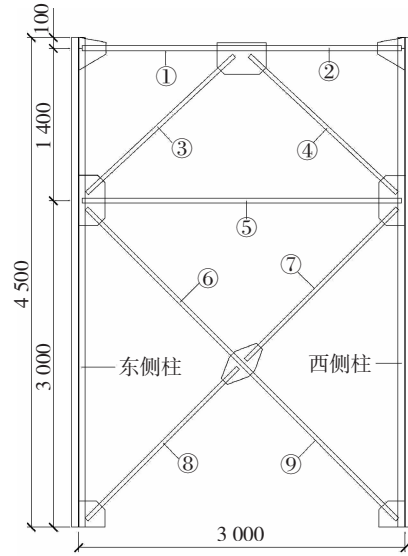


图 2 试件几何尺寸 (mm)

Fig. 2 Dimensions of specimens (mm)

表 2 钢材材性试验结果

Tab. 2 Mechanical properties of steel

| 取样位置 | 厚度 (外径)/mm | 屈服强度/MPa | 抗拉强度/MPa | 弹性模量/10 <sup>5</sup> MPa | 伸长率/% |
|------|------------|----------|----------|--------------------------|-------|
| 板材   | 4          | 307      | 452      | 2.10                     | 32.53 |
|      | 6          | 295      | 459      | 2.10                     | 33.11 |
| 管材   | 42         | 313      | 375      | 2.15                     | 23.33 |
|      | 48         | 350      | 439      | 2.11                     | 22.50 |

#### 1.3 试验装置与加载制度

试验装置见图 3,限于实验室加载条件,试件竖直放置,且未施加柱顶轴向荷载。试件柱脚通过摩擦型高强螺栓与地梁铰接,地梁通过锚栓固定于实验室台面,地梁两端设置抗剪件,防止加载过程中的滑移。为使两个框架柱的柱顶位移在加载过程中保持一致,通过螺杆、螺母和端板将两柱顶连接。为防止试件发生面外失稳,在柱顶设置侧向支撑。通过固定于反力墙上的作动器,为试件提供往复水平荷载。

试验采用荷载-变形双控制的加载方法<sup>[16]</sup>。在荷载控制阶段,每级荷载循环 1 周,直至试件屈服。试件屈服后改用位移控制加载,位移增量为屈服位移  $\Delta_y$ ,每级循环 3 周,直至试件破坏,加载制度见图 4。

#### 1.4 测量方案

柱顶水平荷载由作动器内置力传感器测量。通过 3 个位移计测量柱顶位移和层间位移,并监测地梁位移,位移计布置见图 5。在可能形成塑性铰部位和需要观测应变变化位置布置应变片,见图 6。

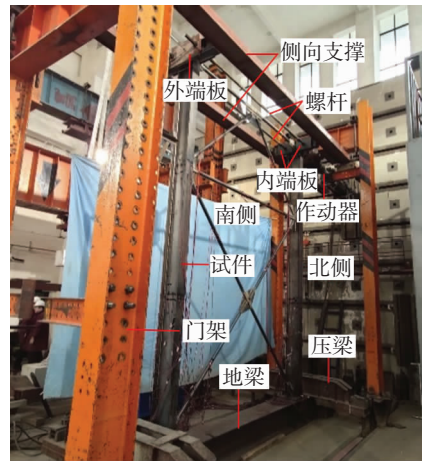
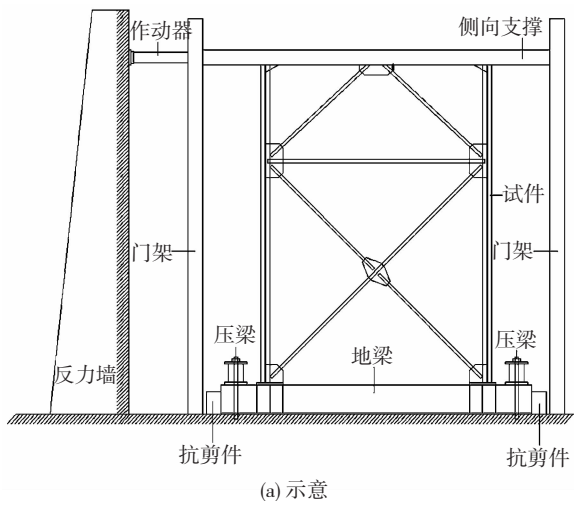


图 3 试验装置  
Fig. 3 Test setup

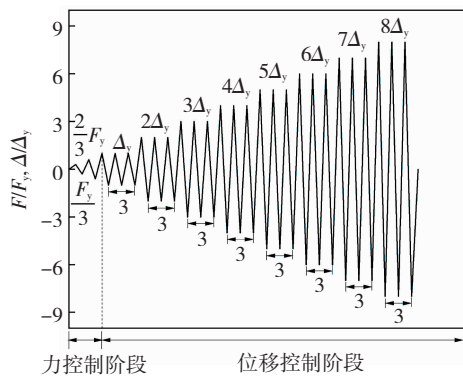


图 4 加载制度  
Fig. 4 Loading history

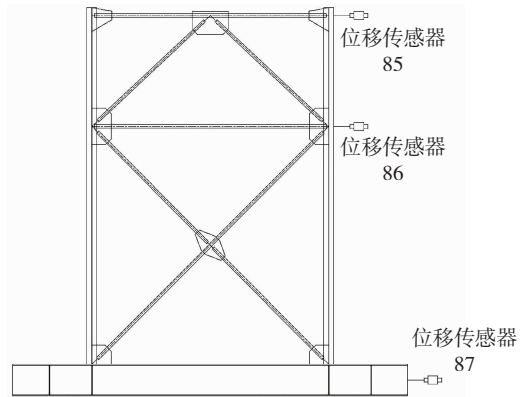


图 5 位移计布置  
Fig. 5 Arrangement of displacement gauges

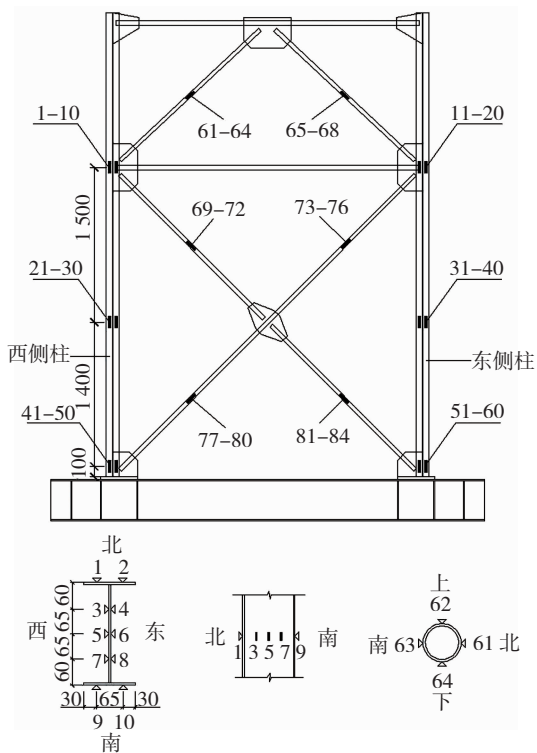


图 6 应变片布置 (mm)  
Fig. 6 Arrangement of strain gauges (mm)

## 2 试验结果与分析

### 2.1 试验现象与破坏模式

规定作动器推为正向加载,拉为负向加载。荷载控制阶段,即从加载开始至试件柱顶位移达到 9 mm 前,未见明显试验现象,荷载 - 位移曲线呈线性,各应变片数值均较小。位移控制阶段,试件的变形发展可分为 3 个阶段:1) 下层支撑变形。8 号、6 号支撑分别在 + 9 mm 第 1 周和 - 9 mm 第 1 周时出现轻微面外变形(图 7(a))。当加载至 + 9 mm 第 3 周时,7 号支撑出现轻微面外变形;2) 上层支撑屈曲。3 号、4 号支撑分别在 + 18 mm 第 1 周和 - 18 mm 第 1 周时出现明显面外屈曲(图 7(b))。随着柱顶位移增大,支撑屈曲变形加剧;3) 裂缝出现。当加载至 + 54 mm 第 3 周时,3 号、4 号支撑中部均出现裂缝。当加载至 + 63 mm 第 2 周时,4 号支撑中部出现明显开裂(图 7(c))。1 号、2 号系杆分别在 + 72 mm 第 1 周和 - 72 mm 第 1 周时在靠近柱的一端出现裂缝(图 7(d))。当加载至 72 mm 第 3 周时,试件荷载已下降至峰值荷载的 50% ,

3 号、4 号支撑并未完全断裂。当柱顶位移进一步增大时,试件不能继续承受荷载,试验终止。

加载过程中,上层支撑出现明显面外屈曲,且支撑中部开裂;下层支撑仅在加载初期发生轻微面外

变形;框架柱无明显破坏现象,试件最终破坏形态见图 7(e)。因此,STBF 在循环荷载作用下,支撑破坏主要集中在某一层,该层支撑出现较大面外屈曲变形,并可能进一步发生断裂破坏。



图 7 试验现象

Fig. 7 Test phenomenon of specimens

2.2 滞回性能

试件滞回曲线和骨架曲线分别见图 8、9。由图 8(a)、8(b)可知,支撑变形主要集中在上层,而下层支撑变形较小,基本处于弹性阶段。由图 8(c)、9 可知,在柱顶位移为 ± 10 mm 左右时,由于上层支

撑受压屈曲导致荷载突降。在此后的循环中荷载持续下降,但下降幅度明显减小。此外,由于支撑长细比较大,屈曲变形较为严重,滞回曲线出现明显“捏缩”现象。

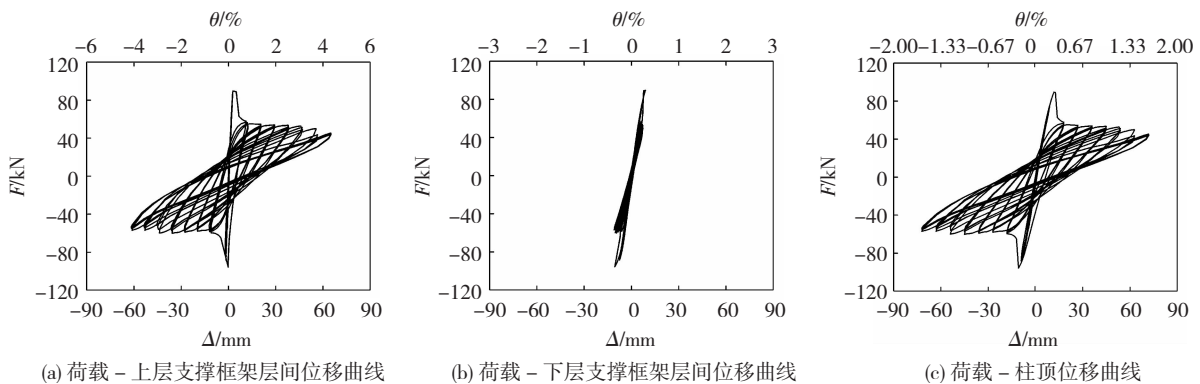


图 8 试件滞回曲线

Fig. 8 Hysteretic curves of specimens

2.3 应变分析

图 10 为支撑中部截面应变 - 循环次数曲线。各层各个支撑应变变化规律基本一致,故取 4 号上层支撑和 6 号下层支撑进行应变分析。对于 4 号支撑,在

负向加载的第 6 周中,支撑应变值北侧为负,南侧为正,表明该支撑向南侧发生面外屈曲,与试验观察现象一致。在正向加载的第 7 周中,支撑应变值北侧为负,南侧为正,表明支撑中部截面已出现塑性铰,

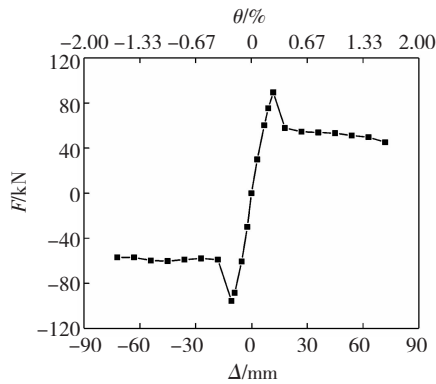
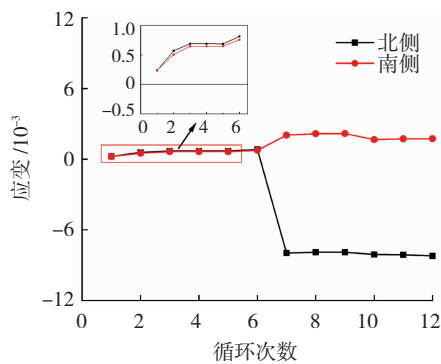
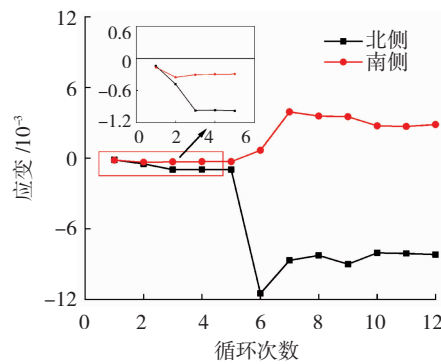


图 9 试件骨架曲线

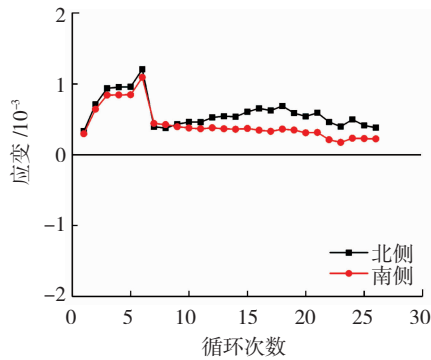
Fig. 9 Skeleton curves of specimens



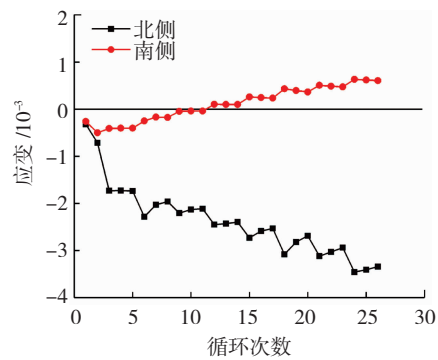
(a) 4号支撑正向加载



(b) 4号支撑负向加载



(c) 6号支撑正向加载



(d) 6号支撑负向加载

图 10 支撑应变

Fig. 10 Strain of braces

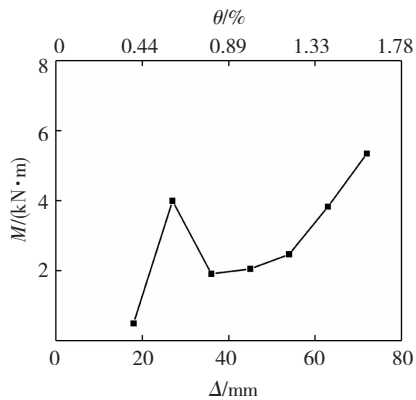


图 11 东侧柱距柱底 3 000 mm 处支撑平面内弯矩

Fig. 11 Bending moment in bracing plane at 3 000 mm from the bottom of eastern column

且塑性铰转动产生较大挠度,以致经过受拉再卸载为零时,仍有残余挠度存在。对于 6 号支撑,在负向加载的第 12 周中,支撑应变值南侧为正,北侧为负,表明该支撑向南侧发生面外变形。而正向加载时,支撑南北两侧的应变值均为正,表明此时支撑基本处于弹性工作阶段。因此,在水平往复荷载作用下,上层支撑出现严重塑性变形,而下层支撑基本处于弹性阶段。

图 11 为东侧柱距柱底 3 000 mm 处的支撑平面内弯矩 - 柱顶位移曲线。柱中面内弯矩随柱顶位移增大而增大,但弯矩值较小。

### 3 有限元模型建立与验证

#### 3.1 模型建立

采用 ABAQUS 建立 STBF 有限元模型,见图 12。钢材本构为双折线随动强化模型,并引入柔性损伤。其中,损伤起始准则采用 Yu 等<sup>[17]</sup>提出的基于应力三轴度的损伤起始准则,损伤演化准则根据周天华等<sup>[18]</sup>提出的钢材损伤因子与塑性位移比的函数关系确定。模型选用 S4R 单元,网格划分采用自由划分。柱脚铰接,限制柱顶平面外平动自由度模拟侧向支撑。通过叠加低阶屈曲模态考虑初始几何缺陷的影响,模型中未考虑残余应力的影响。

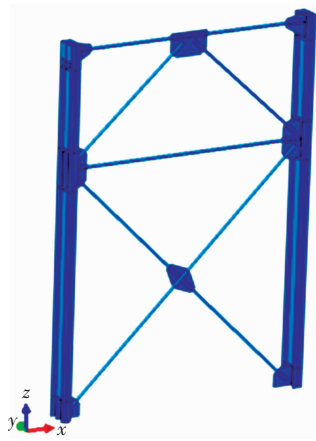
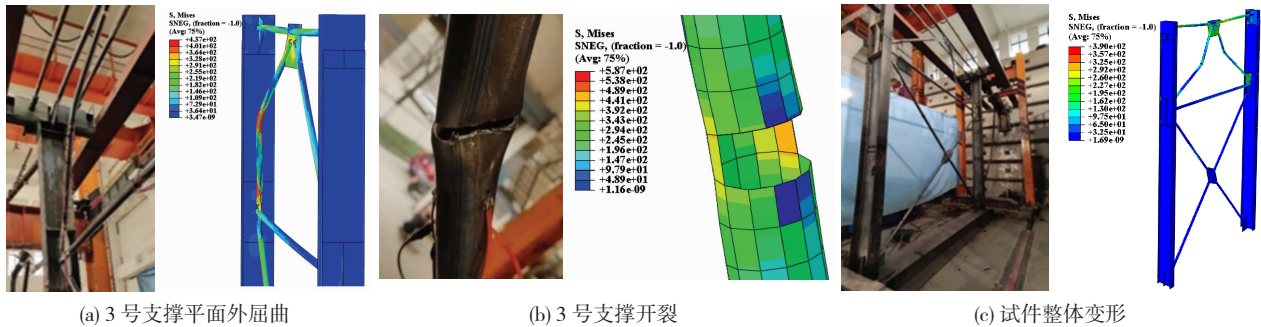


图 12 有限元模型  
Fig. 12 Finite element model

### 3.2 模型验证

试验中,3号支撑在+18 mm第1周时,因受压而发生较明显的面外屈曲,而在-54 mm第3周时,支撑中部出现裂缝。试件破坏主要为上层支撑屈曲及支撑中部截面出现裂缝,下层支撑仅发生轻微变形,柱未出现破坏。有限元分析结果与试验现象一致,见图13。正向往加载时,有限元模型的初始刚度和承载力较试验的偏大,而负向加载时,有限元模型与试验的基本一致。试验得到的特征荷载和相应位移与有限元分析的比值为0.89~1.02,误差较小,见表3。综上,本文建立的有限元模型可用于分析循环荷载下STBF的性能。



(a) 3号支撑平面外屈曲 (b) 3号支撑开裂 (c) 试件整体变形

图 13 破坏模式对比

Fig. 13 Comparison of failure modes

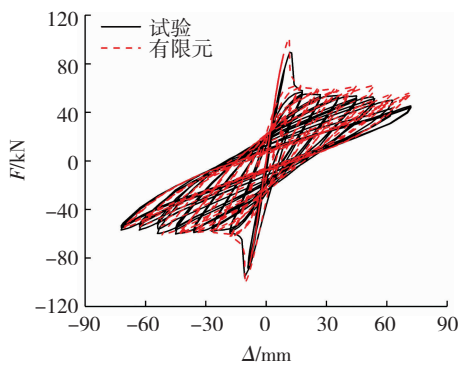


图 14 滞回曲线对比

Fig. 14 Comparison of hysteretic curves

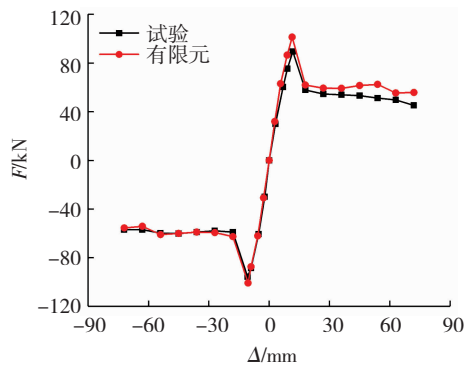


图 15 骨架曲线对比

Fig. 15 Comparison of skeleton curves

表 3 试验与有限元计算结果对比

Tab. 3 Comparison between finite element results and test results

| 工况     | 屈服点      |               | 峰值点          |                   | 极限点      |               |
|--------|----------|---------------|--------------|-------------------|----------|---------------|
|        | $F_y/kN$ | $\Delta_y/mm$ | $F_{max}/kN$ | $\Delta_{max}/mm$ | $F_u/kN$ | $\Delta_u/mm$ |
| 试验     | 86.95    | 9.99          | 92.60        | 11.23             | 78.71    | 14.00         |
| 有限元    | 97.72    | 10.45         | 101.00       | 10.97             | 85.85    | 13.73         |
| 试验/有限元 | 0.89     | 0.96          | 0.92         | 1.02              | 0.92     | 1.02          |

注: $F_y$ 、 $\Delta_y$ 为屈服荷载及对应位移, $F_{max}$ 、 $\Delta_{max}$ 为峰值荷载及对应位移, $F_u$ 、 $\Delta_u$ 为极限荷载及对应位移。

## 4 有限元分析

### 4.1 试件设计

#### 4.1.1 BASE 试件设计

STBF 有限元试件取自图 1 所示无吊车轻型门

式刚架厂房。试件高 9 000 mm,柱距 6 000 mm,层高比(STBF 的上层层高  $h_1$  与下层层高  $h_2$  之比)为 0.5,上层层高 3 000 mm,下层层高 6 000 mm。由于实际工程中,柱顶作用有轴力及支撑平面外弯矩,故在试件柱顶施加常轴力及支撑平面外常弯矩。轴压

比取  $n = 0.2$ , 则施加的常轴力为:  $N = 0.2f_y A$ ; 偏心距取  $e = 400 \text{ mm}$ , 则施加的支撑平面外常弯矩为:  $M = Ne$ , BASE 试件的基本参数见表 4。

表 4 BASE 试件参数  
Tab. 4 Parameters of BASE

| 试件<br>编号 | 截面尺寸/mm                |                        |                        | 长细比 $\lambda$ |          |     |
|----------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------|----------|-----|
|          | 柱                      | 支撑<br>( $D \times t$ ) | 系杆<br>( $D \times t$ ) | 受压<br>支撑      | 受拉<br>支撑 | 系杆  |
| BASE     | H500 × 250 ×<br>8 × 12 | 76 × 4.5               | 121 × 6                | 168           | 335      | 147 |

4.1.2 试件参数设计

为研究柱顶荷载、长细比、径厚比和层高比等因素对 STBF 破坏模式和滞回性能的影响。在 BASE 试件基础上, 通过改变柱顶轴力和支撑平面外弯矩、上层支撑长细比、截面径厚比及 STBF 上下层高度, 共设计了 31 个试件, 试件编号及参数见表 5、6。

表 5 改变柱顶荷载的试件主要参数

Tab. 5 Main parameters of specimens subject to different loads on top of column

| 试件编号   | 轴压比<br>$n$ | 偏心距<br>$e/\text{mm}$ | 试件编号   | 轴压比<br>$n$ | 偏心距<br>$e/\text{mm}$ |
|--------|------------|----------------------|--------|------------|----------------------|
| ZL-1-1 | 0.1        | 400                  | ZL-4-1 | 0.4        | 50                   |
| ZL-1-2 | 0.1        | 800                  | ZL-4-2 | 0.4        | 100                  |
| ZL-1-3 | 0.1        | 1 200                | ZL-4-3 | 0.4        | 150                  |
| ZL-1-4 | 0.1        | 1 600                | ZL-4-4 | 0.4        | 200                  |
| ZL-2-1 | 0.2        | 200                  | ZL-5-1 | 0.5        | 30                   |
| BASE   | 0.2        | 400                  | ZL-5-2 | 0.5        | 60                   |
| ZL-2-2 | 0.2        | 600                  | ZL-5-3 | 0.5        | 90                   |
| ZL-2-3 | 0.2        | 800                  | ZL-5-4 | 0.5        | 120                  |
| ZL-3-1 | 0.3        | 100                  | ZL-6-1 | 0.6        | 20                   |
| ZL-3-2 | 0.3        | 200                  | ZL-6-2 | 0.6        | 40                   |
| ZL-3-3 | 0.3        | 300                  | ZL-6-3 | 0.6        | 60                   |
| ZL-3-4 | 0.3        | 400                  |        |            |                      |

表 6 其余试件主要参数

Tab. 6 Main parameters of other specimens

| 试件编号  | STBF 层高/mm |       | 支撑截面( $D \times t$ )/mm |          | 长细比 $\lambda$ | 径厚比 $D/t$ | 层高比 $h_1/h_2$ |
|-------|------------|-------|-------------------------|----------|---------------|-----------|---------------|
|       | $h_1$      | $h_2$ | 上层支撑                    | 下层支撑     |               |           |               |
| CXB-1 | 3 000      | 6 000 | 95 × 5.5                | 95 × 5.5 | 134           | 17.27     | 0.5           |
| CXB-2 | 3 000      | 6 000 | 85 × 5                  | 85 × 5   | 150           | 17.00     | 0.5           |
| CXB-3 | 3 000      | 6 000 | 68 × 4                  | 68 × 4   | 187           | 17.00     | 0.5           |
| JHB-1 | 3 000      | 6 000 | 76 × 6                  | 76 × 6   | 171           | 12.67     | 0.5           |
| JHB-2 | 3 000      | 6 000 | 76 × 3.5                | 76 × 3.5 | 165           | 21.71     | 0.5           |
| JHB-3 | 3 000      | 6 000 | 76 × 3                  | 76 × 3   | 164           | 25.33     | 0.5           |
| CGB-1 | 2 000      | 7 000 | 65 × 4                  | 83 × 5   | 167           | 16.25     | 0.3           |
| CGB-2 | 4 000      | 5 000 | 89 × 5.5                | 70 × 4   | 169           | 16.18     | 0.8           |

注: CXB 表示改变长细比的试件, JHB 表示改变径厚比的试件, CGB 表示改变层高比的试件。

4.2 破坏模式

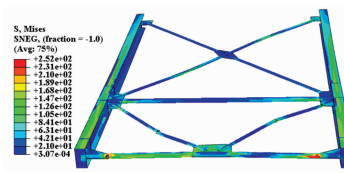
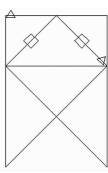
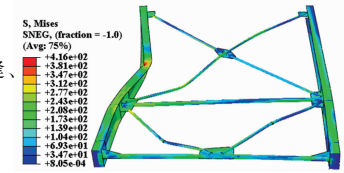
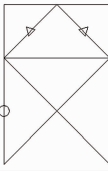
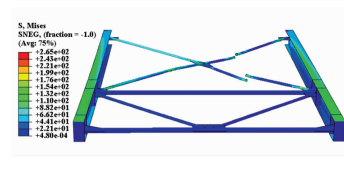
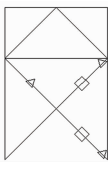
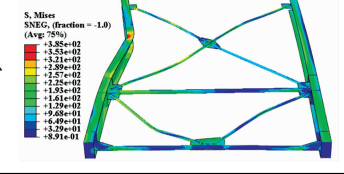
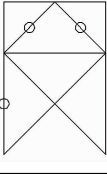
根据 31 个试件在常轴力、支撑平面外常弯矩及往复支撑平面内水平荷载共同作用下的数值模拟结果, 发现 STBF 的破坏模式可归纳为 4 类, 见表 7。在循环荷载作用下, 支撑破坏会集中在某一层。对于发生 II 类、IV 类破坏的试件, 柱均出现整体失稳破坏, 而柱破坏可能导致结构倒塌。为避免此类破坏发生, 柱顶荷载应满足以下条件: 1) 当  $n = 0.1$  时,  $M/N \leq 1 200 \text{ mm}$ ; 2) 当  $n = 0.2$  时,  $M/N \leq 400 \text{ mm}$ ; 3) 当  $n = 0.3$  时,  $M/N \leq 200 \text{ mm}$ ; 4) 当轴压比为  $0.4 \sim 0.5$  时,  $M/N \leq 60 \text{ mm}$ ; 5)  $n \leq 0.5$ 。此外, 试件层高比不应小于 0.5。对于发生 I 类、III 类破坏的试件, 虽然在整个加载过程中柱未发生整体失稳破坏, 但发生 I 类破坏的试件在柱顶位置的水平系杆端部出现裂缝, 若其发生断裂, 柱仍有整体失稳的可能, 而发生 III 类破坏的试件相比发生 I 类破坏的试件更早丧失承载力。

4.3 滞回性能分析

4.3.1 柱顶荷载

图 16、17 分别为不同柱顶荷载作用下试件的骨架曲线和累计耗能。当  $n \leq 0.3$  时, 由于不同偏心距试件的骨架曲线和耗能曲线类似, 故仅给出  $n = 0.1$  试件的结果。当支撑破坏出现在上层时, 承载力达到峰值后, 由于受压支撑屈曲而出现突降, 之后随着柱顶位移的增大缓慢下降。当支撑破坏主要集中在下层时, 承载力在达到峰值后未出现突降, 并随着柱顶位移的增大缓慢下降; 峰值荷载前, 各试件的骨架曲线变化趋势基本一致, 表明柱顶荷载对试件的峰值承载力和初始刚度影响较小; 当  $n \leq 0.5$  时, 随着轴压比的增大, 试件在峰值荷载后的承载力和刚度退化逐渐加快。轴压比较大时, 随着柱顶弯矩的增大, 试件的耗能能力变差; 当  $0.5 < n \leq 0.6$  时, 试件过早出现破坏, 耗能能力较差。

表 7 4 类典型破坏模式  
Tab.7 Four typical failure modes

| 破坏类型  | 破坏模式           | 破坏形态   | 破坏简图   | 破坏试件  | 发生条件   |
|-------|----------------|--|--|---|--|
| I 类   | 上层支撑断裂、柱未破坏    |   |   | ZL-1-1, ZL-1-2, ZL-1-3, ZL-2-1, BASE, ZL-3-1, ZL-3-2, CXB-2, CXB-3, JHB-1 | $n=0.1, M/N \leq 1200$ 或 $n=0.2, M/N \leq 400$ 或 $n=0.3, M/N \leq 200$ 或 $\lambda \geq 150$ 或 $D/t \leq 17$  |
| II 类  | 上层支撑产生裂缝、柱失稳破坏 |   |   | ZL-1-4, ZL-2-2, ZL-3-3, ZL-3-4, CGB-1, ZL-4-2, ZL-4-3, ZL-4-4             | $n=0.1, M/N > 1200$ 或 $n=0.2, 400 < M/N \leq 600$ 或 $n=0.3, M/N > 200$ 或 $n=0.4, M/N > 60$ 或 $h_1/h_2 < 0.5$ |
| III 类 | 下层支撑断裂、柱未破坏    |   |   | ZL-4-1, ZL-5-1, ZL-5-2, CXB-1, JHB-2, JHB-3, CGB-2                        | $n=0.4, M/N \leq 60$ 或 $n=0.5, M/N \leq 60$ 或 $\lambda < 150$ 或 $D/t > 17$ 或 $h_1/h_2 > 0.5$                 |
| IV 类  | 支撑平面外屈曲、柱失稳破坏  |  |  | ZL-2-3, ZL-5-3, ZL-5-4, ZL-6-1, ZL-6-2, ZL-6-3                            | $n=0.2, M/N > 600$ 或 $n=0.5, M/N > 60$ 或 $n=0.6$   |

注:图中△表示裂缝出现位置,□表示断裂出现位置,○表示塑性铰出现位置。

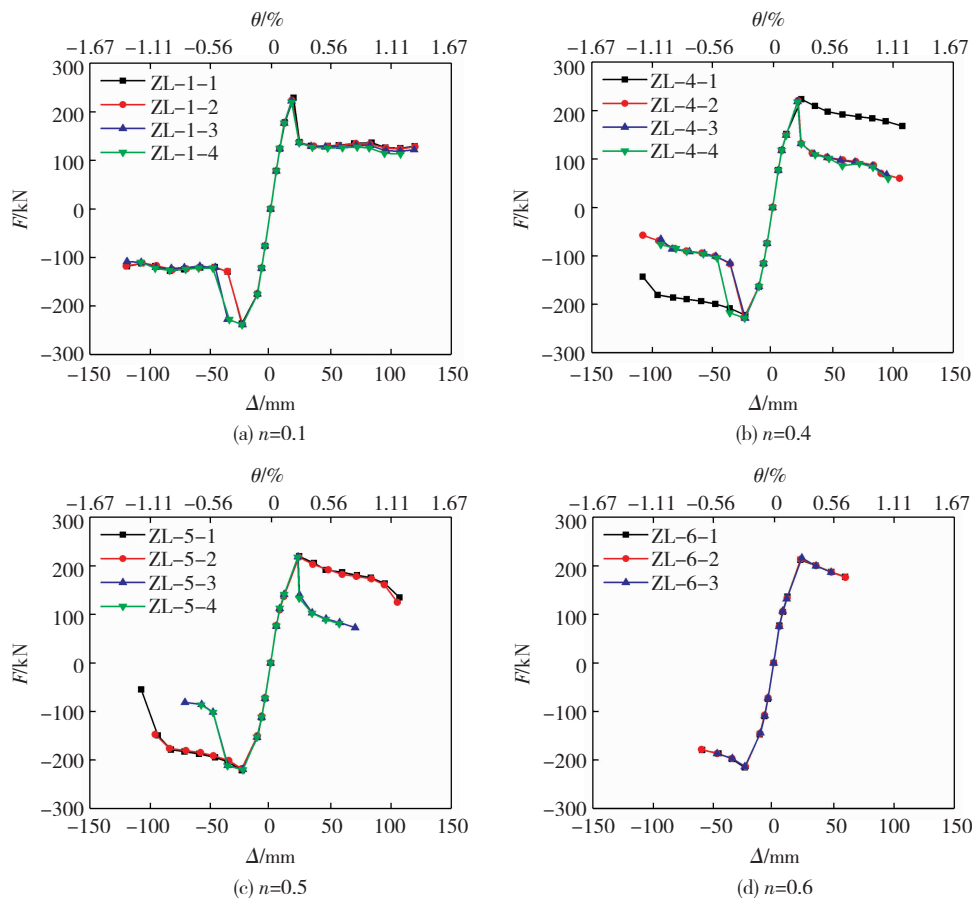


图 16 轴压比相同时不同偏心距试件骨架曲线

Fig. 16 Skeleton curves of specimens with different eccentricity and same axial compression ratio

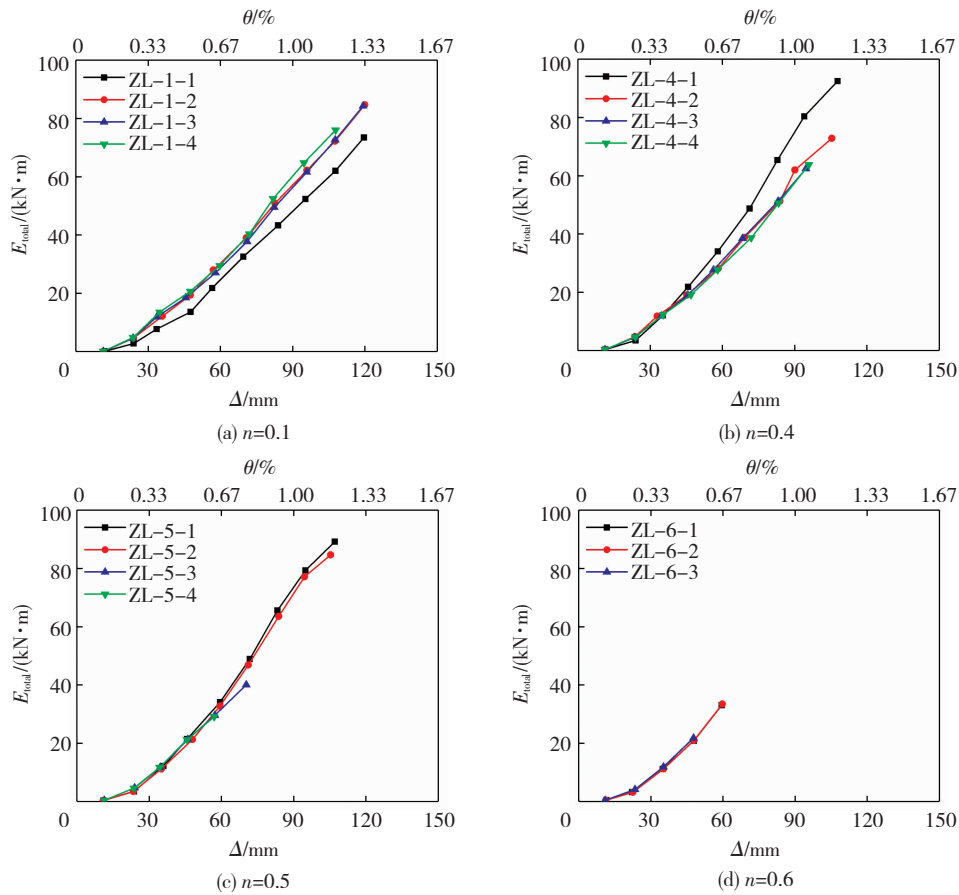


图 17 轴压比相同时不同偏心距试件累计耗能

Fig. 17 Accumulative energy dissipation of specimens with different eccentricity and same axial compression ratio

4.3.2 支撑长细比

图 18、19 分别为不同支撑长细比试件骨架曲线和累计耗能。加载初期,各试件骨架曲线基本重合,说明支撑长细比变化不影响试件的初始刚度。随着长细比的增大,试件累计耗能量增大。

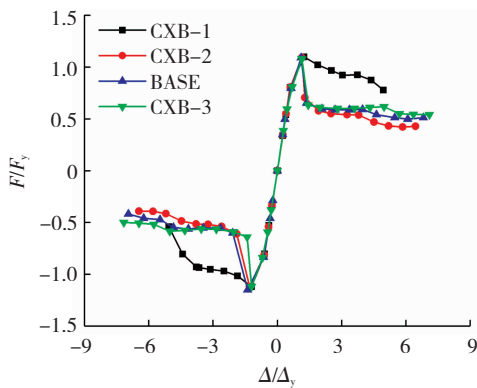


图 18 不同长细比试件骨架曲线

Fig. 18 Skeleton curves of specimens with different slenderness ratios

4.3.3 支撑径厚比

图 20、21 分别为不同支撑径厚比试件骨架曲线和累计耗能。径厚比变化对试件的初始刚度几乎无影响。随着支撑径厚比的增大,试件残余承载力提高。

4.3.4 层高比

图 22、23 分别为不同层高比试件骨架曲线和累

计耗能。层高比变化对试件初始刚度的影响较小。在承载力突降后,随柱顶位移增大,试件 CGB-1 的残余承载力高于试件 BASE。试件 CGB-2 由于支撑破坏主要集中在下层,在达到峰值承载力后,随着柱顶位移的增大,残余承载力高于其他试件。随着层高比的增大,试件累计耗能量增大。

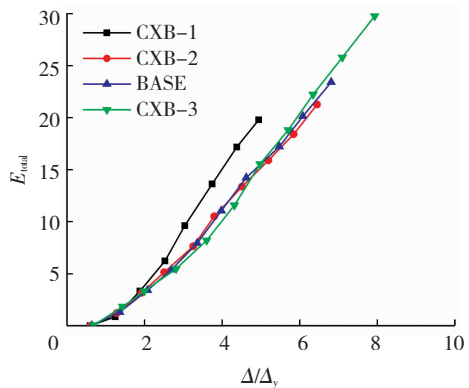


图 19 不同长细比试件累计耗能

Fig. 19 Accumulative energy dissipation of specimens with different slenderness ratios

4.4 变形分析

4 个发生不同破坏模式试件的上、下层层间位移-柱顶位移曲线见图 24,该图反映某层支撑变形随着柱顶位移增大的变化情况。对于 STBF,无论发生何种破坏,支撑变形主要集中在某一层。

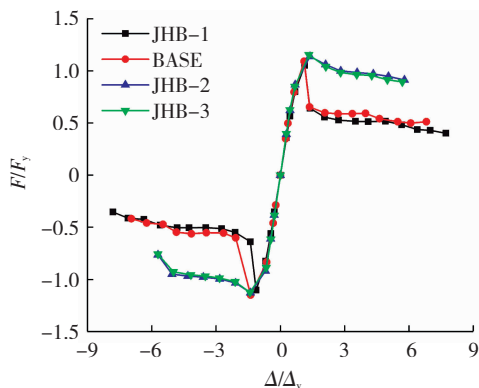


图 20 不同径厚比试件骨架曲线

Fig. 20 Skeleton curves of specimens with different diameter-thickness ratios

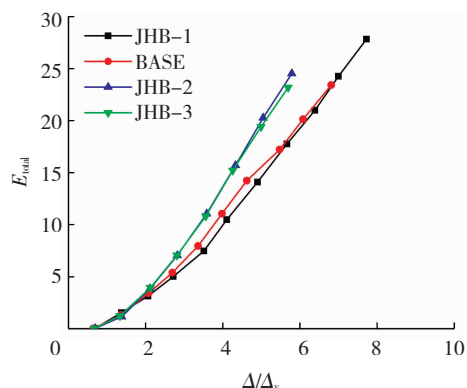


图 21 不同径厚比试件累计耗能

Fig. 21 Accumulative energy dissipation of specimens with different diameter-thickness ratios

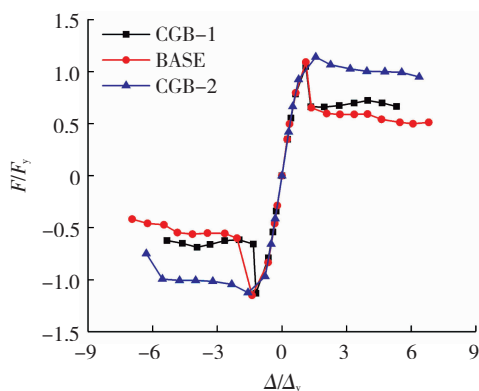


图 22 不同层高比试件骨架曲线

Fig. 22 Skeleton curves of specimens with different tier-height ratios

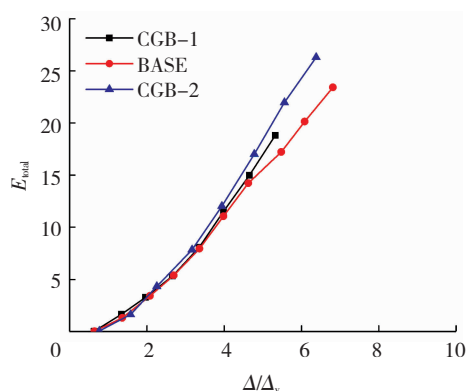
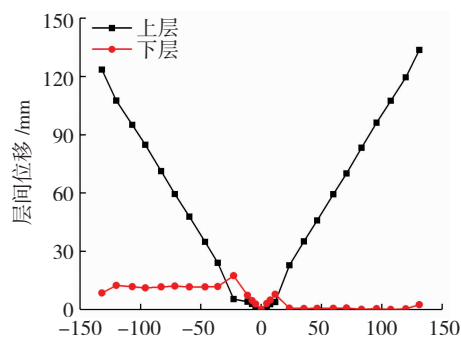
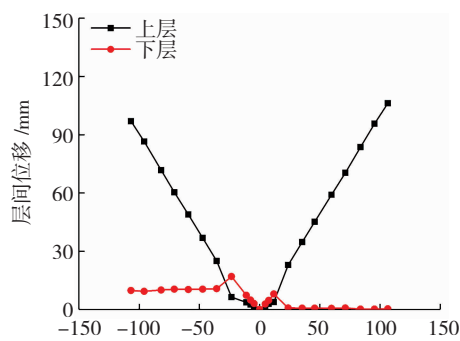


图 23 不同层高比试件累计耗能

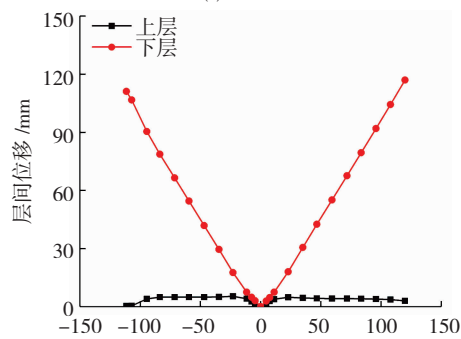
Fig. 23 Accumulative energy dissipation of specimens with different tier-height ratios



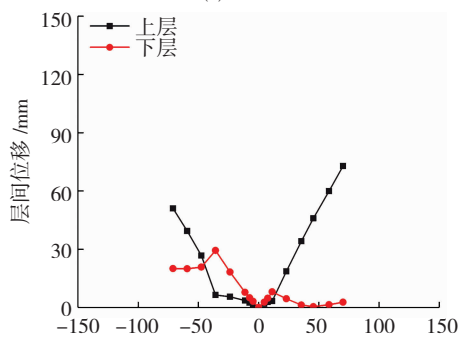
(a) I类破坏



(b) II类破坏



(c) III类破坏



(d) IV类破坏

图 24 不同破坏类型试件的层间位移-柱顶位移曲线

Fig. 24 Relationship between layer displacement and displacement on top of column for specimens with different failure modes

### 4.5 内力分析

4 个发生不同破坏模式试件的柱在距柱底 3 000 mm 处的支撑平面内弯矩 - 柱顶位移曲线见图 25。在加载初期,柱中面内弯矩几乎为零,随着柱顶位移的增大,面内弯矩逐渐增大。对于发生 I 类、II 类破坏的试件,柱中面内弯矩较大。对于发生 III 类破坏的试件,柱中面内弯矩较小。发生 IV 类破坏的试件由于过早破坏,柱中面内弯矩较小。总之,柱中面内弯矩较小,对 STBF 的影响也较小。

为说明柱中面内弯矩产生的原因,以发生 I 类破坏的试件为例,进一步对其内力进行了分析。图 26 为发生 I 类破坏的试件分别在弹性阶段和支撑断裂前时的各杆件轴力以及由支撑承受的层间剪力。在弹性阶段,上、下层层间剪力几乎相等,柱中弯矩几乎为零。随着柱顶位移的增大,上、下层层间剪力的差异逐渐增大,柱中弯矩也随之增大。因此,柱中弯矩是由于上、下层层间剪力存在差异而产生的。

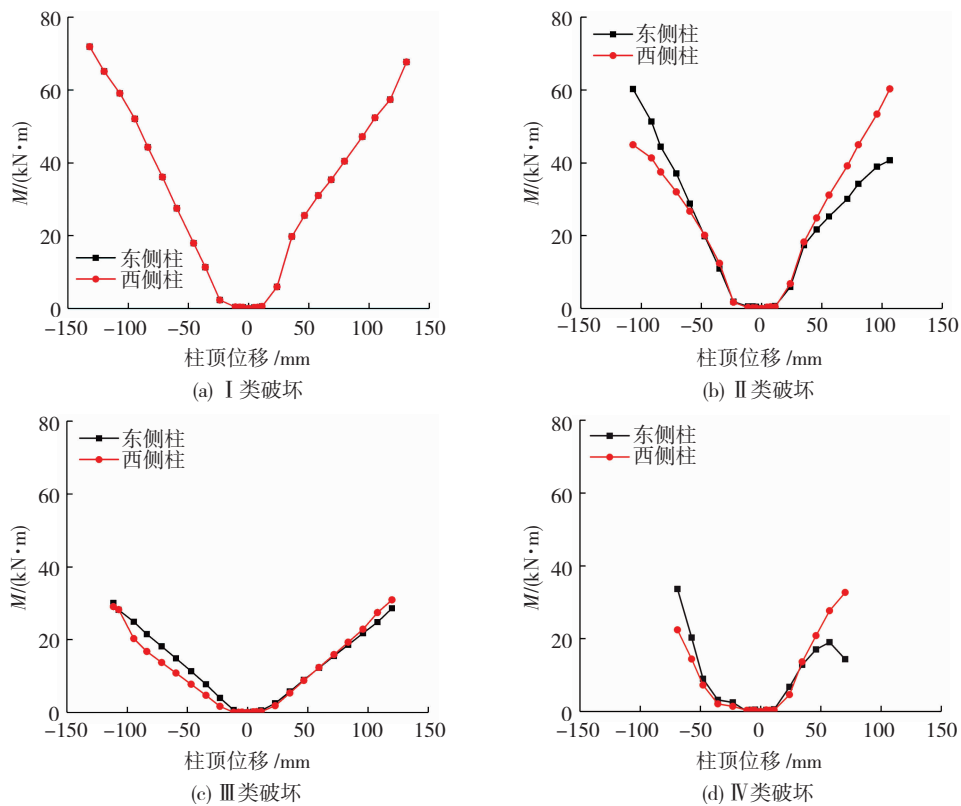


图 25 不同破坏类型试件的柱中弯矩 - 柱顶位移曲线

Fig. 25 Relationship between bending moment in column and displacement on top of column for specimens with different failure modes

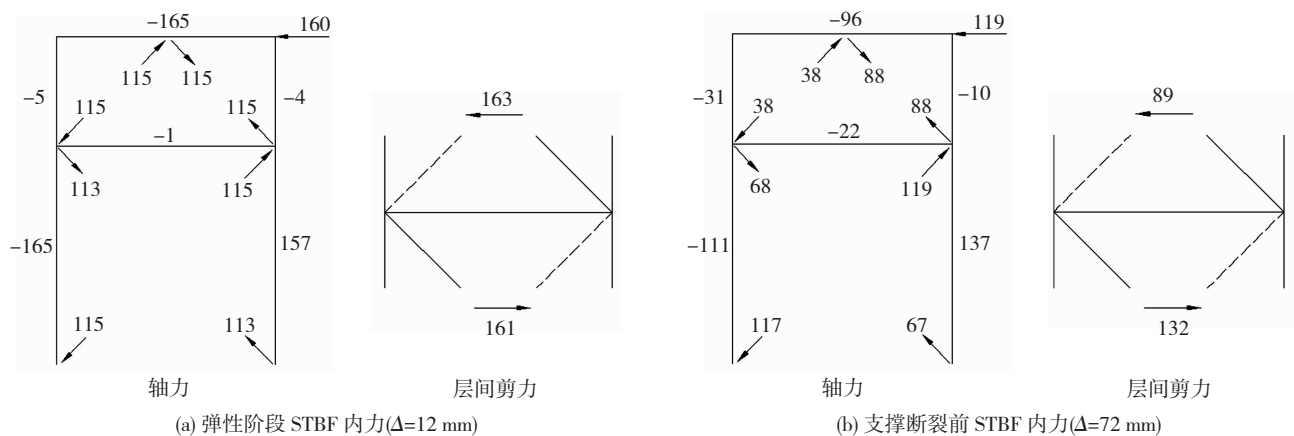


图 26 I 类破坏试件不同阶段内力 (kN)

Fig. 26 Internal force of specimen with class I failure at different stages (kN)

## 5 结 论

1) STBF 在常轴力、支撑平面外常弯矩和支撑平面内往复水平荷载共同作用下,仅某一层支撑出现严重屈曲,并可能发展为支撑断裂。当达到发生 II 类、IV 类破坏的条件时,柱可能发生失稳破坏。

2) 为避免 STBF 的柱发生失稳破坏,柱轴压比不应超过 0.5,且当轴压比小于等于 0.5 时,柱顶弯矩应满足发生 I 类或 III 类破坏的条件。

3) 当采用人字形 - 十字交叉形双层柱间支撑时,STBF 的层高比不应小于 0.5。

4) 柱顶荷载对 STBF 的峰值承载力和初始刚度影响较小。当轴压比小于等于 0.5 时,随着柱顶弯矩的增大,STBF 的耗能能力越差。

5) 增大支撑长细比和层高比,均可提高 STBF 的耗能能力,增大支撑径厚比,可提高其残余承载力。

6) 柱由薄弱层支撑破坏导致的支撑平面内弯矩在整个加载过程中随着柱顶位移的增大而增大。柱中支撑平面内弯矩相对较小,对 STBF 性能的影响较小。

## 参考文献

- [1] 李令松. 单层单跨门式刚架结构有限元时程分析与振动台试验的对比研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2008  
LI Lingsong. Comparative study on elastic-plastic time-history analysis and shaking table test of single-span single-story steel structures of gabled frame [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology,2008
- [2] 殷芝霖,裴志文,欧永成. 低周反复荷载作用下消能柱间支撑的性能[J]. 建筑结构学报,1986(4):12  
YIN Zhilin, PEI Zhiwen, OU Yongcheng. Performance of energy dissipation brace under low cyclic loading[J]. Journal of Building Structures,1986(4):12. DOI:10.14006/j.jzjgxb.1986.04.002
- [3] HONG J K. Development of a seismic design procedure for metal building systems [D]. San Diego: University of California San Diego,2007
- [4] 徐勇,陈以一,程欣,等. 轻型门式刚架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2010,31(10):76  
XU Yong, CHEN Yiyi, CHENG Xin, et al. Experimental research on hysteretic behavior of light-weight steel portal frame[J]. Journal of Building Structures,2010,31(10):76. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2010.10.011
- [5] GHABUSSI A, MARNANI J A, ROHANIMANESH M S. Improving seismic performance of portal frame structures with steel curved dampers[J]. Structures, 2020, 24: 27. DOI: 10.1016/j.istruc.2019.12.025
- [6] DUBINA D, STRATAN A, NAGY Z. Full-scale tests on cold-formed steel pitched-roof portal frames with bolted joints [J]. Advanced Steel Construction,2009,5(2):175
- [7] 王振山,苏明周,马辉,等. 节点连接形式对轻型门式刚架滞回性能影响研究[J]. 地震工程与工程振动,2015,35(4):179  
WANG Zhenshan, SU Mingzhou, MA Hui, et al. Research on the influence of joint connection forms on the hysteretic behavior of light-weight portal frame [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics,2015,35(4):179. DOI:10.13197/j.eeev.2015.04.179.wangzs.021
- [8] HWANG J S, CHANG K C, LEE G C, et al. Shaking table tests of pinned-base steel gable frame [J]. Journal of Structural Engineering,1989,115(12):3031. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:12(3031)
- [9] HWANG J S, CHANG K C, LEE G C. Seismic behavior of gable frame consisting of tapered members [J]. Journal of Structural Engineering,1991,117(3):808. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:3(808)
- [10] 苏明周,王振山,王乾,等. 单层单跨变截面轻型门式刚架结构振动台试验研究[J]. 土木工程学报,2012,45(10):98  
SU Mingzhou, WANG Zhenshan, WANG Qian, et al. Shaking table test on single-story single-bay light-weight portal frames with tapered members[J]. China Civil Engineering Journal,2012,45(10):98. DOI:10.15951/j.tmgxb.2012.10.016
- [11] 门式刚架轻型房屋钢结构技术规范:GB 51022—2015 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015  
Technical code for steel structure of light-weight building with gabled frames: GB 51022—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2015
- [12] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010  
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2010
- [13] IMANPOUR A, TREMBLAY R, DAVARAN A, et al. Seismic performance assessment of multitiered steel concentrically braced frames designed in accordance with the 2010 AISC seismic provisions[J]. Journal of Structural Engineering,2016,142(12):04016135. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001561
- [14] IMANPOUR A, TREMBLAY R. Seismic performance evaluation and design of multi-tiered steel concentrically braced frames[C]//10th US National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage: [s. n.],2014:21
- [15] 刘凯. 多层柱间支撑门式刚架结构体系的纵向抗震性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2018  
LIU Kai. Longitudinal seismic behavior of multi-tiered steel concentrically braced portal frame structure [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology,2018
- [16] 建筑抗震试验规程:JGJ/T 101—2015 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015  
Specification for seismic test of building: JGJ/T 101—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2015
- [17] YU H L, JEONG D Y. Application of a stress triaxiality dependent fracture criterion in the finite element analysis of unnotched Charpy specimens[J]. Theoretical & Applied Fracture Mechanics,2010,54(1):57. DOI:10.1016/j.tafmec.2010.06.015
- [18] 周天华,李文超,管宇,等. 基于应力三轴度的钢框架循环加载损伤分析[J]. 工程力学,2014,31(7):149  
ZHOU Tianhua, LI Wenchao, GUAN Yu, et al. Damage analysis of steel frames under cyclic load based on stress triaxiality [J]. Engineering Mechanics,2014,31(7):149

(编辑 赵丽莹)