

# 端板连接蜂窝梁平面钢框架抗连续性倒塌动力性能研究

杨恩光<sup>1</sup>, 陈 勇<sup>2</sup>, 贾连光<sup>1</sup>

<sup>1</sup>沈阳建筑大学土木工程学院, 辽宁 沈阳

<sup>2</sup>中国建筑东北设计研究院有限公司, 辽宁 沈阳

收稿日期: 2024年4月3日; 录用日期: 2024年4月23日; 发布日期: 2024年4月30日

## 摘 要

为研究端板连接蜂窝梁平面钢框架抗连续性倒塌的动力性能, 本文采用拆除构件法研究中柱失效下的端板连接蜂窝梁平面钢框架的抗连续性倒塌动力性能分析, 并研究不同端板厚度、开孔率、首孔距离及孔形等参数对其抗连续性倒塌动力性能的影响。结果表明: 中柱失效后, 随失效柱的位移增加, 蜂窝梁首孔处逐渐形成塑性铰, 结构内传力路径重分布, 使其重新维持稳定, 并未发生连续倒塌。失效点极限竖向位移为419.1 mm, 失效柱第三层极限水平位移为25.7 mm。端板厚度对其抗连续性倒塌性能影响较大, 端板厚度为6 mm时, 失效柱两侧蜂窝梁极限竖向转角达到7.34°, 结构发生连续性倒塌, 建议端板厚度为10~14 mm之间。开孔率和首孔距离对连续倒塌性能影响较小, 开孔率对其极限位移影响为正相关, 推荐开孔率在50%~70%之间, 首孔距离对其极限位移影响为正相关, 推荐首孔距离在0.5~1.5 h之间。正六边形孔端板连接蜂窝梁平面钢框架相较圆孔形会更加稳定。基于位移法, 提出适合端板连接蜂窝梁平面钢框架结构的动力放大系数为1.2。

## 关键词

蜂窝梁平面钢框架, 端板连接, 连续倒塌, 动力性能研究, 动力放大系

## The Study on the Dynamic Performance of Planar Steel Frames with Castellated Beams Connected by End-Plates against Continuous Collapse

Enguang Yang<sup>1</sup>, Yong Chen<sup>2</sup>, Lianguang Jia<sup>1</sup>

<sup>1</sup>School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang Liaoning

<sup>2</sup>China Northeast Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Shenyang Liaoning

## Abstract

In order to study the dynamic performance of the planar steel frame with castellated beams connected by end-plates against continuous collapse, this paper uses the component disassembly method to study the dynamic performance analysis of the planar steel frame with castellated beams connected by end-plates under the failure of the central column, and studies the influence of parameters such as plate thickness, opening ratio, first hole distance and hole shape on its dynamic performance against continuous collapse. The results show that after the central column fails, as the displacement of the failed column increases, plastic hinges gradually form at the first hole of the castellated beam, and the force transmission path within the structure is redistributed, allowing it to regain stability without continuous collapse. The ultimate vertical displacement of the failure point is 419.1 mm, and the ultimate horizontal displacement of the third layer of the failed column is 25.7 mm. The thickness of the end-plate has a great influence on its resistance to continuous collapse. When the end-plate thickness is 6mm, the ultimate vertical rotation angle of the castellated beams on both sides of the failed column reaches 7.34°, and the structure undergoes continuous collapse. It is recommended that the end-plate thickness be between 10~14 mm. The opening ratio and first hole distance have little impact on the continuous collapse performance. The opening ratio has a positive correlation with its ultimate displacement. It is recommended that the opening ratio be between 50%~70%. The first hole distance has a positive correlation with its ultimate displacement, the recommended first hole distance is between 0.5~1.5 h. The regular hexagonal hole end-plate connected to the castellated beam flat steel frame is more stable than the round hole shape. Based on the displacement method, it is proposed that the dynamic amplification factor suitable for end-plate connected castellated beam planar steel frame structures is 1.2.

## Keywords

Planar Steel Frames with Castellated Beams, End-Plate Connection, Progressive Collapse, Dynamic Performance Study, Dynamic Amplification Factor

Copyright © 2024 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

## 1. 绪论

蜂窝梁具有自重轻、节省钢材，方便管线穿越的同时还可以增加结构净高等优点[1]，近些年广泛应用。随着 2001 年 911 恐怖袭击，美国纽约世界贸易大厦发生倒塌后，钢结构的抗连续性倒塌性能引起工程界的广泛关注。

近些年多位学者对平面钢框架的抗连续性倒塌性能进行了研究，谢甫哲[2]通过对中柱失效下平面钢框架进行动力性能试验，研究结果表明框架梁在很短的时间内由弯曲为主的受力状态转变为受拉为主的悬链线受力状态。刘昕煜[3]提出一种新型钢-纤维复合筋材料，并以此设计一栋典型的三层 RC 框架结构，研究在不同拆柱工况下框架梁荷载系数、梁端轴力和弯矩随失效节点竖向位移的变化规律，并评估此新型结构的鲁棒性。孙玉婷[4]建立了普通钢框架结构和带有偏心支撑的钢框架结构的有限元模型，采

用 AP 法对其进行静力和动力分析, 研究结果表明边柱或中柱失效后, 加入偏心支撑, 底层其它柱的轴力基本没有明显变化, 说明偏心支撑对结构的竖向承载力并没有显著提高。陆新征[5]等通过研究汶川地震中钢筋混凝土框架结构的震害机理, 对钢筋混凝土框架结构的关键梁柱节点和框架柱进行了拟静力倒塌试验, 结果表明节点区的破坏比相邻的框架梁和框架柱都要严重。众多研究结论表明: 良好的延性能力可以有效提高结构的抗连续性倒塌能力, 将蜂窝构件应用于钢结构中可能成为提高结构抗连续倒塌性能的有效方法, 过往研究结果表明蜂窝构件具有良好的延性能力, 但对其抗连续性倒塌动力性能研究较少。因此有必要对蜂窝梁平面钢框架倒塌能力进行研究。

本文基于拆除构件法, 以端板连接蜂窝梁平面钢框架作为研究对象, 通过有限元软件 ABAQUS 建立 8 个有限元模型对其进行有限元分析, 研究中柱失效下不同端板厚度, 开孔率, 首孔距离及孔形等参数对其抗连续性倒塌动力性能的影响, 并提出适用于端板连接蜂窝梁平面钢框架的动力放大系数。

## 2. 有限元模型建立与验证

### 2.1. 有限元模型建立

为研究端板连接蜂窝梁平面钢框架的抗连续性倒塌性能研究, 如图 1 所示, 以中柱失效下端板连接蜂窝梁平面钢框架为研究对象, 研究结构的抗连续性倒塌动力性能。

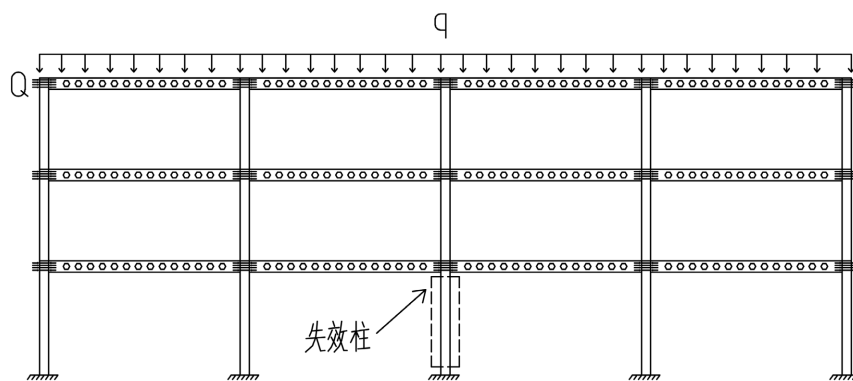


Figure 1. Schematic diagram of failed column  
图 1. 失效柱示意图

#### 2.1.1. 模型尺寸

试件名称: DZ60-14-250。试件尺寸: 每层层高 2500 mm, 跨度均为 4200 mm, 梁、柱采用 H 型钢, 梁截面尺寸为 250 × 125 × 6 × 9 (mm), 柱截面尺寸为 300 × 200 × 8 × 12 (mm), 螺栓为 10.9 级 M20 高强螺栓, 梁与柱的连接采用高强螺栓连接, 端板尺寸为 420 × 200 × 14 (mm)。

#### 2.1.2. 动力效应模拟方法

拆除构件法也叫做 AP 法[6], 是指在人为的选择在结构中一个或者多个构件损坏后, 分析剩余结构在自重和荷载作用下的内力重分布, 以评估结构的抗连续性倒塌能力。一般做法为: 对柱失效前的原模型进行静力线性分析, 得到柱失效前的内力。去除失效的柱并将该柱的内力反作用于失效点上, 使剩余结构与原结构内力等效。本文通过准静态分析得到与原结构内力等效的初始状态, 将反向作用的内力值在一定的时间内减小到 0, 计算得到柱失效后剩余结构的动力效应。

#### 2.1.3. 网格划分及本构关系

蜂窝梁平面钢框架结构的构件均采用 C3D8R 实体单元, 其中包括梁、柱、端板和螺栓构件。实体单

元具有精度高，运算准确等优点[7]，为保证具有良好的计算精度与合适的时间长度，在网格划分中柱的网格尺寸为 50 mm，梁的网格尺寸为 50 mm，端板的网格尺寸为 40 mm，螺栓的网格尺寸为 8 mm，网格划分如下图 2 所示。

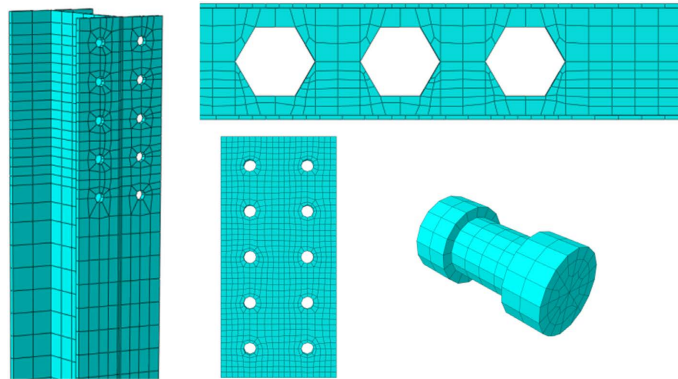


Figure 2. Mesh division of structural components  
图 2. 结构构件网格划分

模型中钢材本构关系采用双折线模型[8]，弹性模量为  $2.2 \times 10^5$  MPa，泊松比为 0.3，屈服强度为 370 MPa。

#### 2.1.4. 接触及相互作用

在试验过程中采用与实际情况相符的建模过程，有限元模拟中设置三种接触，柱与端板接触，端板与蜂窝梁接触，螺栓与端板及柱接触，三种接触滑移公式选择小滑移，相互作用中切向作用采用“罚”，摩擦系数为 0.3，法向作用定义为“硬接触”。

#### 2.1.5. 荷载及边界效应

在端板连接蜂窝梁平面钢框架分析中，为保证非失效柱柱底稳定，将端板连接蜂窝梁平面钢框架结构中的钢柱柱底按 X、Y、Z 三个方向的位置与转角全部加以约束来模拟真实试验中的柱脚刚接。

进行试验时，如图 3 所示，在 ABAQUS 中施加命令，固定除中柱外其它四根柱子，向螺栓施加 165,000 N 螺栓荷载。根据 DoD 规范[9]，倒塌荷载按照  $(1.2 \times DL + 0.5 \times LL)$  的方法取值，其中的  $DL$  和  $LL$  分别代表恒载和活载，计算其在蜂窝梁上施加  $5.8 \text{ kN/m}^2$ 。

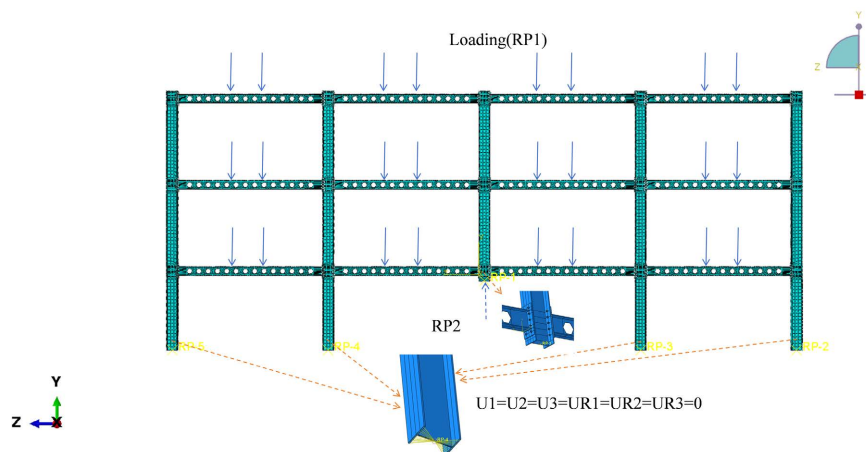


Figure 3. Finite element model  
图 3. 有限元模型

## 2.2. 有限元模型验证

采用文献[10]中的平面钢框架结构中柱失效作用下抗倒塌动力试验验证有限元模拟方法的准确性。试件为一榀三层四跨平面钢框架结构，跨度为 500 mm，总跨度 2000 mm，首层层高 510 mm，二三层层高 400 mm，梁柱均为方钢管，梁的截面尺寸为 20 \* 1.2，柱的截面尺寸为 30 \* 2。破坏模式如图 4。

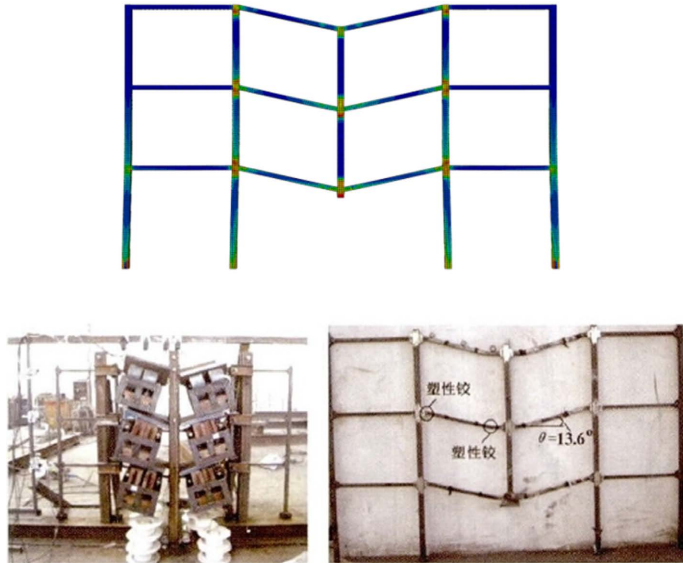


Figure 4. Comparison of damage modes

图 4. 破坏模式对比图

如图 5 所示，失效柱极限的下降位移为 97 mm，模拟结果得到的失效柱极限下降位移为 95 mm，可见有限元模型计算结果与试验结果的位移时程曲线吻合良好，误差不到 5%。失效柱旁框架梁形成塑性铰后破坏，与模拟中的形成塑性铰破坏模式吻合，表明该有限元建模具有良好的精度。

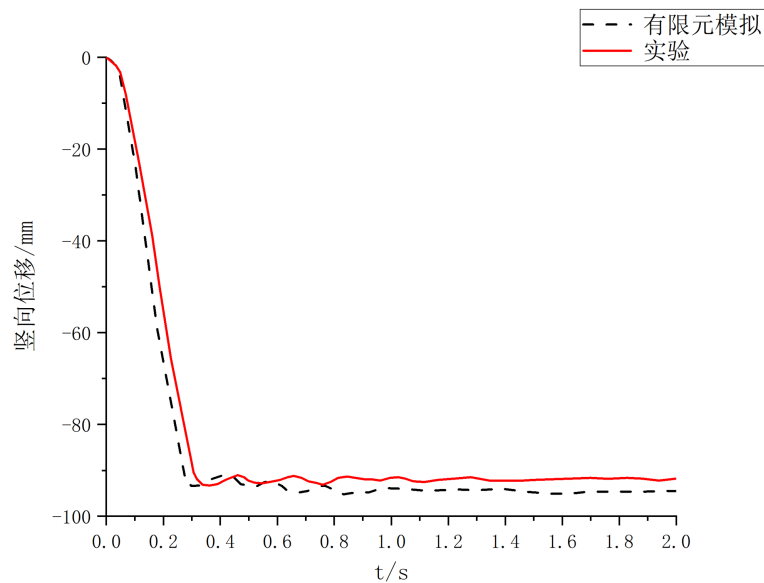


Figure 5. Comparison of vertical displacement time history curves of failure point

图 5. 失效点竖向位移时程曲线对比

### 3. 端板连接蜂窝梁平面钢框架连续倒塌动力性能分析

#### 破坏模式

破坏模式如图 6 所示, 0.7 s 时突然撤掉底层中柱, 失效点迅速下落, 失效柱两侧梁发生较大变形, 随着失效点的竖向位移增加, 失效柱两旁蜂窝梁首孔处逐渐形成塑性铰。在 1.65 s 时失效柱达到极限竖向位移, 此时失效柱底的反作用力为 0。从 2 s 开始一直到结束结构振动回弹, 幅度逐渐减缓, 并很快趋于稳定, 此时结构内部传力路径发生改变, 蜂窝梁由受弯状态转为受拉状态, 使结构重新恢复稳定。

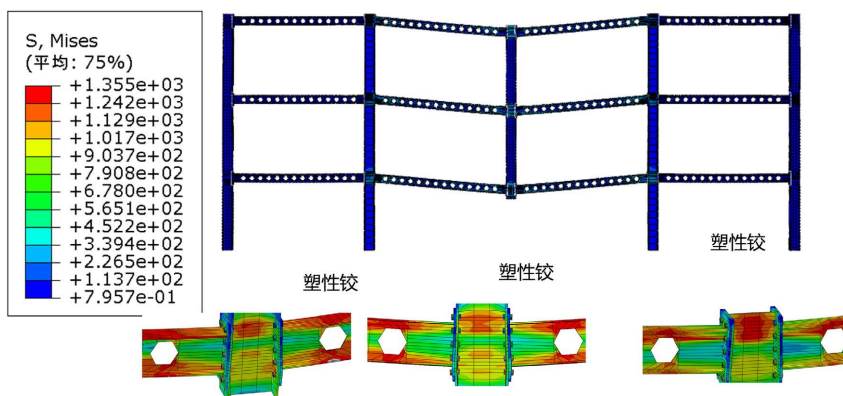


Figure 6. Damage mode  
图 6. 破坏模式

失效柱的位移时程曲线如图 7 所示, 在试件底层中柱失效后, 失效柱发生向下位移, 在 0.95 s 后达到试件的极限竖向位移  $\Delta V_{\max} = 419.1 \text{ mm}$ , 并回弹到 333 mm, 此后振动衰减, 结构的振动随时间最终稳定在 370 mm 附近。DOD2005 [11] 对于梁端竖向转角限值的规定超过  $6^\circ$  即可认定水平构件发生损坏, 结构发生连续倒塌。试件 DZ60-14-250 中蜂窝梁的竖向极限转角为  $5.72^\circ$ , 并未超过  $6^\circ$ , 即试件 DZ60-14-250 没有发生连续倒塌。

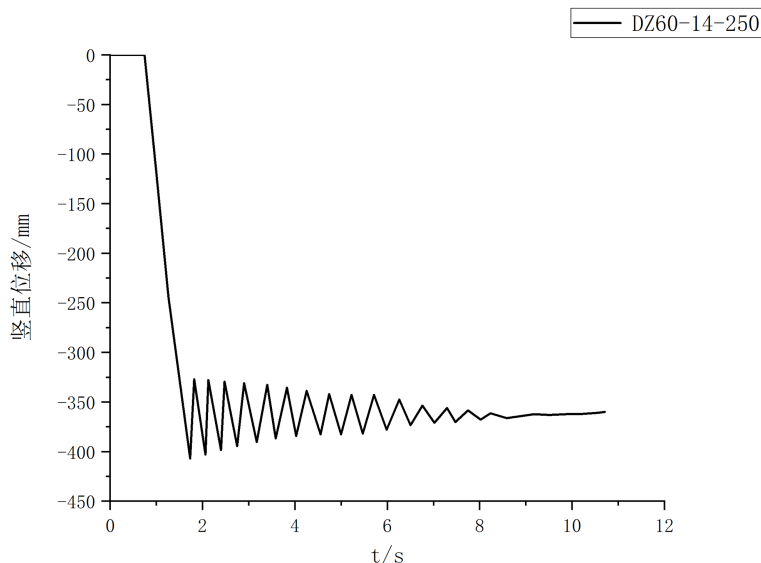


Figure 7. Vertical displacement time history curve of DZ60-14-250 failed column  
图 7. DZ60-14-250 失效柱竖向位移时程曲线

图 8~10 分别为试件 DZ60-14-250 中首层、第二层、顶层框架柱的水平位移。试件 DZ60-14-250 首层框架柱的极限水平位移  $V_{\max} = 8.4 \text{ mm}$ ，第二层框架柱的极限水平位移  $V_{\max} = 17.3 \text{ mm}$ ，顶层框架柱的极限水平位移  $V_{\max} = 25.7 \text{ mm}$ ，在振动衰减过后，最终稳定在  $5.8 \text{ mm}$ ， $13.0 \text{ mm}$ ， $20.0 \text{ mm}$ 。顶层框架柱的水平极限转角为  $0.38^\circ$ 。按照 DOD2005，对初级和中高级安全等级建筑中柱的极限允许塑形转角为  $0.0698 \text{ rad}$  ( $4^\circ$ )，很显然框架柱的极限转角远远小于  $4^\circ$ ，因此端板和蜂窝梁协同工作可以有效的防止框架柱发生过大的水平位移。

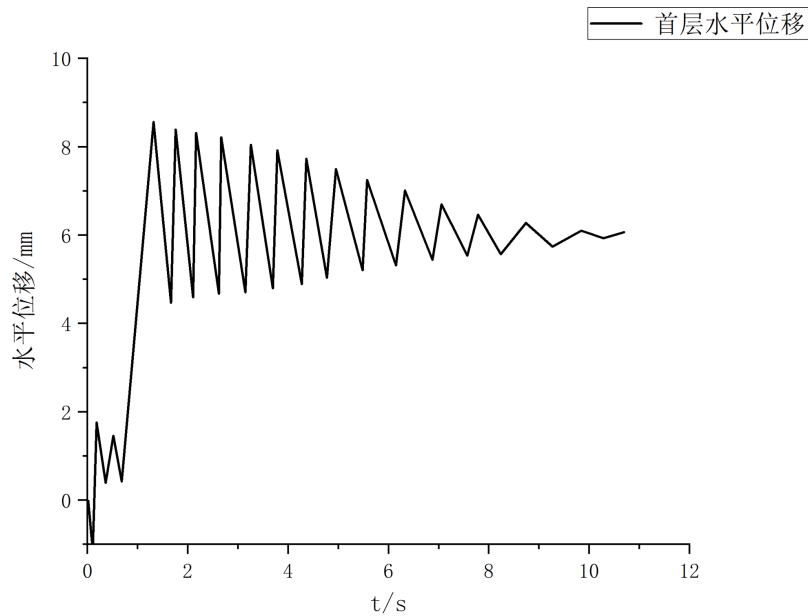


Figure 8. Horizontal displacement of the first floor of DZ60-14-250

图 8. DZ60-14-250 首层水平位移

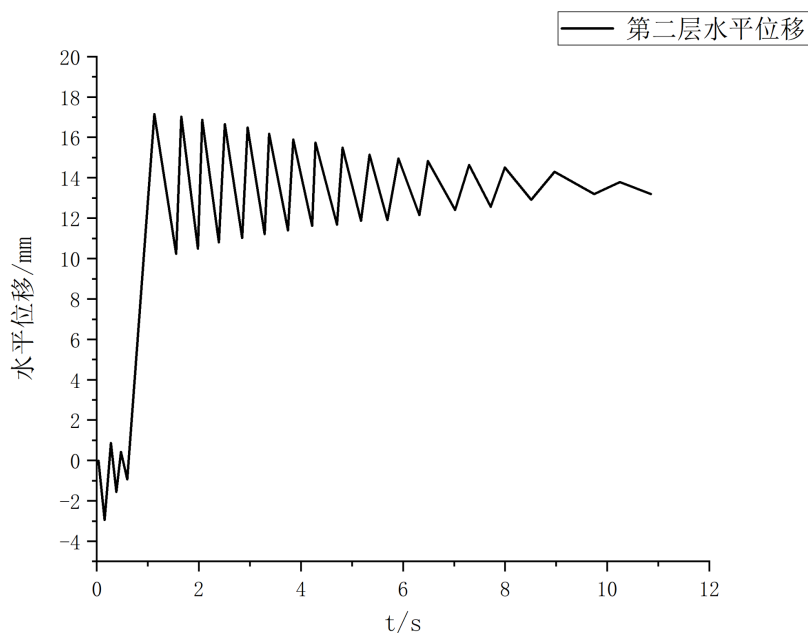


Figure 9. Horizontal displacement of the second layer of DZ60-14-250

图 9. DZ60-14-250 第二层水平位移

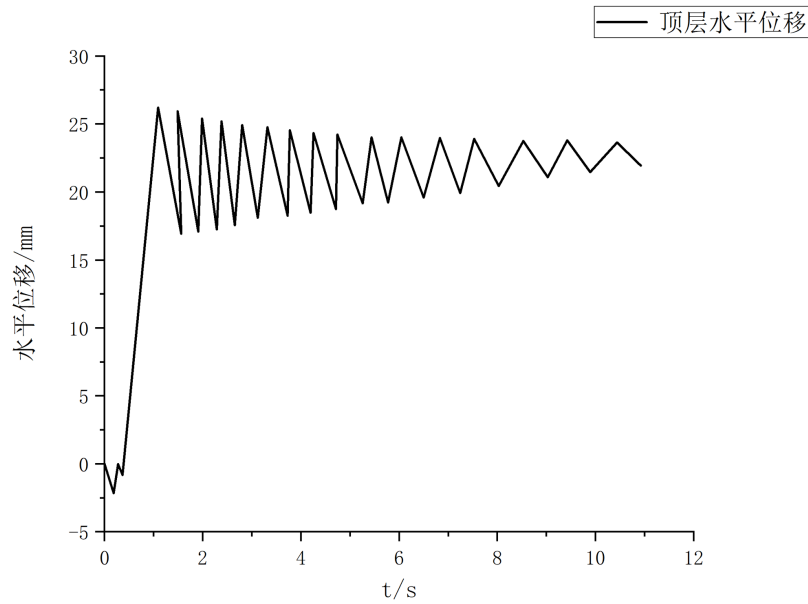


Figure 10. DZ60-14-250 top horizontal displacement  
图 10. DZ60-14-250 顶层水平位移

#### 4. 参数化分析

本章主要研究在不同的开孔率，首孔距离，端板厚度和开孔形式等参数下对于端板连接蜂窝梁平面钢框架的影响，分析蜂窝梁平面钢框架的抗连续性倒塌动力性能，各试件参数见表 1。

Table 1. Specimen parameters  
表 1. 试件参数

试件编号	端板厚度/mm	开孔率/%	首孔距离/mm	孔形	失效位置	分析方法
DZ50-6-250	6	50	250	六边形孔	中柱失效	动力
DZ50-10-250	10	50	250	六边形孔	中柱失效	动力
DZ50-14-250	14	50	250	六边形孔	中柱失效	动力
DZ60-14-250	14	60	250	六边形孔	中柱失效	动力
DZY60-14-250	14	60	250	圆形孔	中柱失效	动力
DZ70-14-250	14	70	250	六边形孔	中柱失效	动力
DZ60-14-125	14	60	125	六边形孔	中柱失效	动力
DZ60-14-375	14	60	375	六边形孔	中柱失效	动力

##### 4.1. 端板厚度

从图 11 中可以得到试件的极限竖向位移随端板厚度的增大而减小。试件 DZ60-6-250 的极限竖向位移  $V_{max} = 538.1 \text{ mm}$ ，蜂窝梁竖向极限竖向转角为  $7.34^\circ$ ，超过  $6^\circ$ ，因此判定结构发生连续性倒塌。试件 DZ60-10-250 的极限竖向位移  $V_{max} = 437.2 \text{ mm}$ ，DZ60-14-250 的极限竖向位移  $V_{max} = 419.7 \text{ mm}$ ，蜂窝梁竖向极限转角分别为  $5.96^\circ$ 、 $5.72^\circ$ ，并未超过  $6^\circ$ ，结构并未发生连续倒塌。



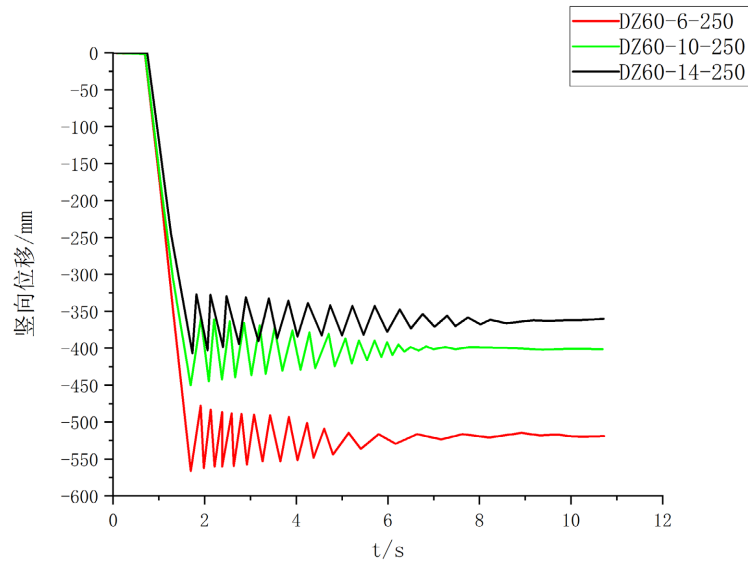


Figure 11. Vertical displacement time history curves of failed columns with different end plate thicknesses

图 11. 不同端板厚度的失效柱竖向位移时程曲线

## 4.2. 开孔率

从图 12 可以得到试件的极限竖向位移随开孔率的增大而增大, 试件 DZ70-14-250 极限竖向位移  $V_{\max} = 425.7 \text{ mm}$ , 试件 DZ60-14-250 极限竖向位移  $V_{\max} = 419.1 \text{ mm}$ , 试件 DZ50-14-250 极限竖向位移  $V_{\max} = 401.6 \text{ mm}$ , 蜂窝梁在竖直方向的极限转角分别为  $5.47^\circ$ 、 $5.72^\circ$ 、 $5.86^\circ$ 。试件 DZ70-14-250 的蜂窝梁极限竖向转角临近  $6^\circ$ , 结构并未发生连续性倒塌。由此可以得到随着开孔率增大, 结构的抗倒塌性能变差, 但总体相差不大, 试件 DZ60-14-250 与试件 DZ70-14-250 在振动结束趋于稳定时基本持平, 在开孔率 50%~70% 时结构的整体抗倒塌情况基本相同, 对于蜂窝梁平面钢框架结构而言, 并不是开孔率越大越好。因此建议开孔率在 50%~70%。

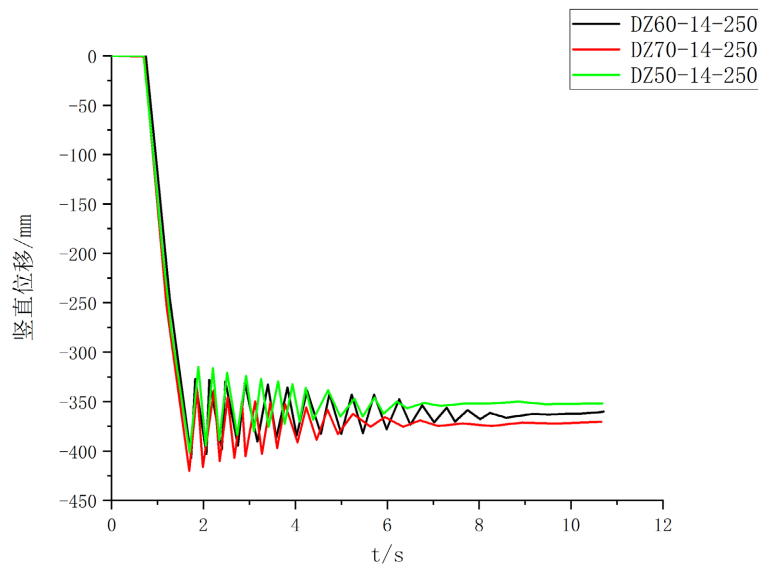


Figure 12. Vertical displacement time history curves of failed columns with different porosity ratios

图 12. 不同开孔率的失效柱竖向位移时程曲线

### 4.3. 首孔距离

从图 13 可以得到试件的极限竖向位移随首孔距离的增大而减小。试件 DZ60-14-375 极限竖向位移  $V_{\max} = 425.0 \text{ mm}$ ，蜂窝梁竖向极限竖向转角为  $5.8^\circ$ 。试件 DZ60-14-125 极限竖向位移  $V_{\max} = 394.1 \text{ mm}$ ，蜂窝梁竖向极限竖向转角为  $5.37^\circ$ ，试件 DZ60-14-125、DZ60-14-250 和试件 DZ60-14-375 未发生连续倒塌。试件 DZ60-14-125 与试件 DZ60-14-250 极限位移相差不大，当首孔距离大于  $250 \text{ mm}$  (1.0 h) 时，失效点处竖向位移增大明显。因此建议首孔距离在  $0.5\sim 1.5 \text{ h}$ 。

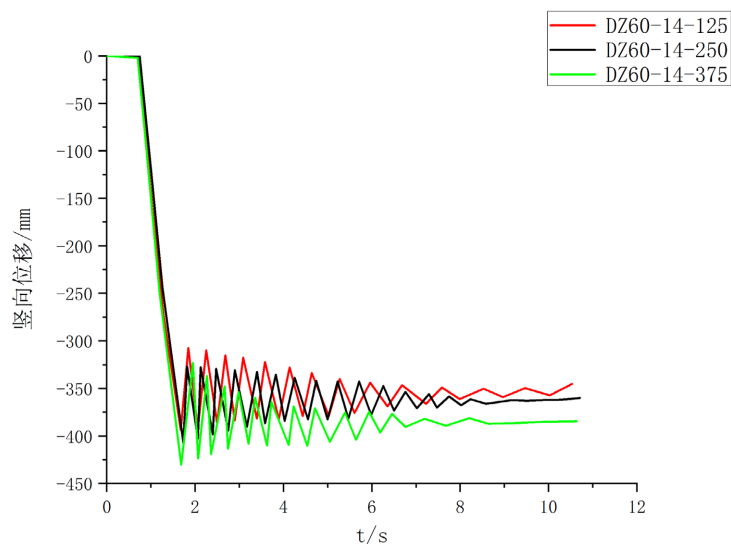


Figure 13. Vertical displacement time history curves of failed columns with different first hole distances

图 13. 不同首孔距离的失效柱竖向位移时程曲线

### 4.4. 孔型

从图 14 可以得到试件 DZY60-14-250 的极限竖向位移大于试件 DZ60-14-250。试件 DZY60-14-375

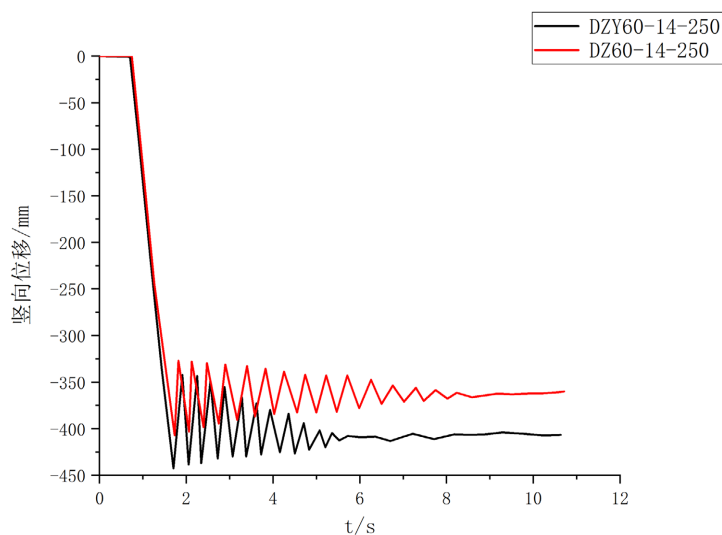


Figure 14. Vertical displacement time history curves of failed columns with different hole types

图 14. 不同孔型的失效柱竖向位移时程曲线

极限竖向位移  $V_{\max} = 441.8 \text{ mm}$ ，蜂窝梁竖向极限竖向转角为  $6.03^\circ$ ，即判定结构发生连续性倒塌。所以正六边形孔端板连接蜂窝梁平面钢框架对于结构抗连续倒塌的性能更好一点。

## 5. 动力效应放大系数

结构倒塌是一个复杂的动力过程，在进行分析结构倒塌事故时通常有两种方法：一是进行动力分析法。此方法运算准确但是耗费时间较多。二是静力分析法。此方法需要将动力放大系数( $\lambda$ )将荷载进行放大然后再用静力方法分析来模拟结构的动力反应。GSA2003 [12]提出了在静力分析中将动力放大系数定在 2.0 来近似考虑倒塌过程中的动力效应。Ruth [13]等对某一框架结构进行动力分析和静力分析，得出 2.0 的动力放大系数偏保守，因此有必要对动力效应放大系数进行研究。

动力放大系数可分为基于位移和基于荷载两种方法进行计算得到。其中位移法的做法为在相同荷载(P)的作用下对应动力分析法的倒塌结构位移和静力分析法得到的位移的比值。荷载法为相同的位移(U)对应下静力分析法得到的荷载与动力分析法得到的荷载的比值。本文采用位移法计算动力效应放大系数。

以 DZ60-14-250 为例探究在中柱失效不同情况下动力放大系数。动力放大系数( $\lambda$ )取不同的值时，静力分析法产生的位移在某值时与动力分析法产生的位移相等，则此时的动力放大系数( $\lambda$ )即为最合理的动力放大系数。分别提取失效柱底端的位移，其中静力分析法失效柱底端的位移为  $\Delta_{yS}$ ，其中静力分析法失效柱底端的位移为  $\Delta_{yD}$ ，即通过比较  $\Delta_{yS}/\Delta_{yD}$  两者位移比与  $\lambda$  的关系，从而确定动力放大系数。当  $\Delta_{yS}/\Delta_{yD} = 1$  时，说明静力荷载在放大  $\lambda$  倍后的位移与动力荷载的位移相等。

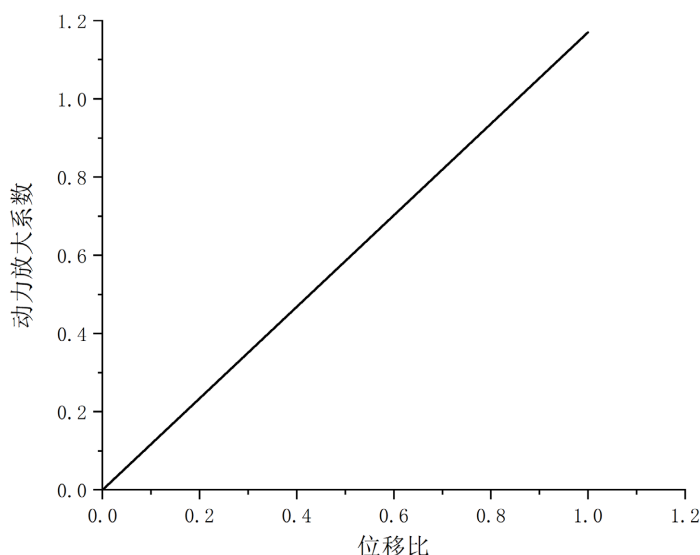


Figure 15. Vertical displacement ratio curve of the failed column top when the middle column fails

图 15. 中柱失效时失效柱柱顶竖向位移比值曲线

图 15 表明同一结构在中柱失效下得到的动力放大系数为 1.17。所以 2.0 的动力放大系数偏保守，建议端板连接蜂窝梁平面钢框架结构的动力放大系数取 1.2。

## 6. 结论

(1) 端板连接蜂窝梁平面钢框架在中柱失效作用下，失效柱两侧蜂窝梁随位移的增加形成塑性铰，试件的极限竖向位移  $\Delta V_{\max} = 419.1 \text{ mm}$ ，蜂窝梁的竖向极限转角为  $5.72^\circ$ ，可有效防止结构发生连续倒塌。

(2) 本文对端板连接蜂窝梁平面钢框架进行了参数分析，通过分析结果给出了一些建议：端板厚度建

议设置在 10~14 mm, 开孔率建议设置在 50%~70%, 首孔距离建议设置在 0.5~1.5 h, 正六边形孔端板连接蜂窝梁平面钢框架拥有更好的抗连续性倒塌动力性能。

(3) 基于位移法计算出试件 DZ60-14-250 的动力放大系数为 1.17, 规范 GSA2003 中建议的 2.0 相比于本文计算结果更为保守, 因此建议采用位移法计算端板连接蜂窝梁平面钢框架的动力放大系数。

## 参考文献

- [1] 黄作政. 正八边形钢板腹梁抗剪性能研究[D]: [硕士学位论文]. 南京: 东南大学, 2022.
- [2] 谢甫哲, 舒赣平. 钢框架连续倒塌的模拟方法研究[J]. 工程力学, 2011, 28(10): 34-40.
- [3] 刘昕煜. 钢-纤维复合筋对框架结构抗连续倒塌性能的影响分析[D]: [硕士学位论文]. 南京: 东南大学, 2021.
- [4] 孙玉婷. 基于 AP 法的钢框架结构连续性倒塌研究[D]: [硕士学位论文]. 青岛: 青岛理工大学, 2015.
- [5] 陆新征, 耶列平, 潘鹏, 唐代远, 钱稼茹. 钢筋混凝土框架结构拟静力倒塌实验研究及数值模拟竞赛 I: 关键构件实验[J]. 建筑结构学报, 2012, 11(42): 23-26.
- [6] 徐凡. 自复位钢框架抗连续倒塌性能研究与理论分析[D]: [硕士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2023.
- [7] 吴桐, 王超群, 田佳甲, 等. 基于 ABAQUS 某 RC 框架结构抗连续倒塌性能分析[J]. 山西建筑, 2023.
- [8] 赖传贵. 不同梁截面新型 RCS 组合结构梁柱组合件抗震性能试验研究[D]: [硕士学位论文]. 泉州: 华侨大学, 2016.
- [9] Unified Facilities Criteria (2009) Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Unified Facility Criteria UFC4-023-03. US Dept of Defense, Washington.
- [10] 谢甫哲, 舒赣平. 平面钢框架结构抗倒塌动力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(12): 144-152.
- [11] Department of Defense (DoD), Unified Facilities Criteria (UFC) (2005) Design of Structure to Resist Progressive Collapse. Washington.
- [12] GSA (2003) Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects. The US General Services Administration, Washington.
- [13] Ruth, R., Marchand, K.A. and Williamson, E.B. (2006) Static Equivalency in Progressive Collapse Alternate Path Analysis: Reducing Conservation While Retaining Structural Integrity. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. **20**, 349-364. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:4\(349\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(349))