

文章编号: 1000-5013(2009)01-0075-05

变截面门式刚架的动力特性

王传奇, 高轩能, 李 琨

(华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021)

摘要: 考虑材料非线性, 采用 ANSYS 程序建立变截面门式刚架动力特性的数值模拟分析模型. 通过对不同跨度和柱长细比的变截面门式刚架的动力特性分析表明, 变截面门式刚架结构的滞回曲线比较饱满, 呈梭形, 具有良好的塑性变形能力和滞回耗能能力. 变截面门式刚架在低周反复循环荷载作用下发生了刚度与强度的退化, 且程度不断加大. 门式刚架结构的延性随着跨度或柱长细比的增大而降低; 当跨度大于 42 m 和柱长细比大于 90 后, 门式刚架的刚度和强度退化速率加快, 结构的延性迅速降低. 变截面门式刚架的正负向荷载及相应的位移并不完全对称, 表现出鲍辛格效应.

关键词: 门式刚架; 变截面; 动力特性; 数值模拟; 滞回曲线; 延性

中图分类号: TU 392.5; TU 311.3

文献标识码: A

近年来, 轻型门式刚架结构体系^[1-2]已经成为单层工业厂房、仓储库房和大跨轻钢结构的主要形式之一. 然而, 在国内外频繁出现的地震灾害中, 仍然出现不少钢结构建筑倒塌、钢柱的脆性断裂, 以及支撑屈曲和数量较多的梁柱节点破坏等工程事故^[3]. 大跨度变截面门式刚架由于采用了变截面的梁柱形式, 充分利用了截面, 强度储备有限, 地震作用下的耗能也有所减弱. 国内外对此类结构的地震反应和动力特性研究进行得不多^[4-9]. 我国的《CECS 102: 2003 门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(以下简称“门刚规程”)^[10]和国家标准《GB 50011- 2001 建筑抗震设计规范》中, 对在地震作用下轻型门式刚架的计算要点、抗震构造措施等都无规定, 对较大跨度门式刚架结构设计的抗震要求和柱的长细比等都未作说明. 本文考虑材料的非线性, 利用 ANSYS 软件对不同跨度和柱长细比的变截面门式刚架的固有频率、振型和滞回曲线等动力特性进行数值模拟分析.

1 动力模态分析

1.1 动力模态分析模型

为与实际工程一致, 依据“门刚规程”要求, 模拟实际工程作用工况, 对图 1 所示变截面门式刚架采用 PKPM 程序, 设计出 11 榀不同跨度和高度的铰接柱脚刚架类型, 其几何尺寸和截面如表 1 所示. 表 1 中, l 为跨度, h 为柱高. 采用子空间迭代法, 对这些刚架结构模型进行了动力模态分析. 其工况: 恒载 0.4 kPa, 活载 0.5 kPa, 风载 0.3 kPa. 在房屋两端的第一开间设置横向水平支撑, 并在相应开间内设置柱间支撑. 另外, 在动力分析中, 屋面板和维护结构的自重分别考虑在梁、柱的密度当中.

1.2 自振频率和振型分析

对表 1 的变截面门式刚架的振动特性进行计算, 得到不同跨度、柱高和构件截面尺寸下的自振频率和振型. 图 2 为 12~ 72 m 不同跨度变截面门式刚架前 10 阶自振频率图(M 为阶数), 图 3 为变截面门式

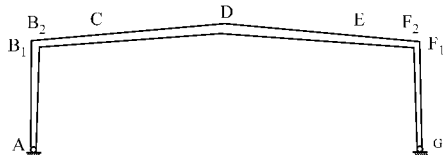


图 1 变截面门式刚架计算简图

Fig. 1 Simplified sketch for tapered portal frame

收稿日期: 2007-11-14

通信作者: 高轩能(1962-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事钢结构稳定及钢结构工程防灾的研究. E-mail: gaoxn@hqu.edu.cn.

基金项目: 福建省科技计划重点项目(2006H0030); 厦门市科技计划项目(3502Z20073036); 福建省建设科技计划项目(闽建科 05-22-17)

表 1 变截面门式刚架计算模型的几何参数(单位: mm)
Tab. 1 Geometric parameters of tapered portal frames(unit: mm)

截面位置	$l(h)=$ 12(5.4) m	$l(h)=$ 18(6.9) m	$l(h)=$ 24(6.9) m	$l(h)=$ 30(8.4) m	$l(h)=$ 36(8.4) m	$l(h)=$ 42(9.0) m
A	200×150×4.5×6	350×170×5×8	350×200×6×8	400×200×6×10	400×220×8×10	400×220×8×10
B ₁	400×150×4.5×6	475×170×5×8	670×200×6×8	850×200×6×10	950×220×8×10	1 000×220×8×10
B ₂	400×150×4.5×6	475×170×6×6	670×200×6×8	850×200×6×8	950×220×8×10	1 000×220×8×10
C	200×4.5×6	300×170×6×6	400×200×6×8	600×200×6×8	600×220×8×10	600×220×8×10
D	200×4.5×6	300×170×6×6	400×200×6×8	600×200×6×8	600×220×8×10	600×220×8×10

截面位置	$l(h)=$ 48(9.0) m	$l(h)=$ 54(9.0) m	$l(h)=$ 60(9.0) m	$l(h)=$ 66(9.0) m	$l(h)=$ 72(9.0) m
A	400×220×8×10	400×250×8×10	400×250×10×12	400×300×10×12	400×300×10×12
B ₁	1 050×220×8×10	1 150×250×8×10	1 200×250×10×12	1 200×300×10×12	1 250×300×10×12
B ₂	1 050×220×8×10	1 150×250×8×10	1 200×250×10×12	1 200×300×10×12	1 250×300×10×12
C	600×220×8×10	650×250×8×10	650×250×10×12	650×300×10×12	650×300×10×12
D	600×220×8×10	650×250×8×10	650×250×10×12	650×300×10×12	650×300×10×12

刚架各阶自振频率随跨度变化图, 而图 4(a), (b), (c) 分别为 12, 42, 72 m 跨变截面门式刚架的振型图.

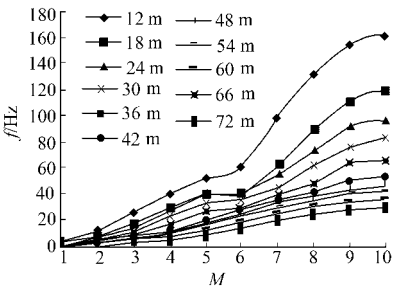


图 2 前 10 阶自振频率图
Fig. 2 10 Previous natural vibration frequencies

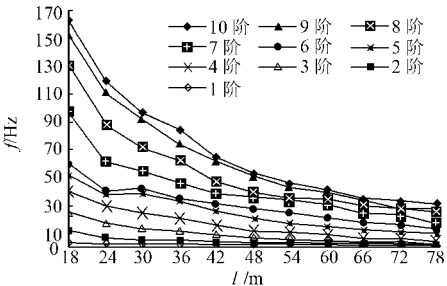
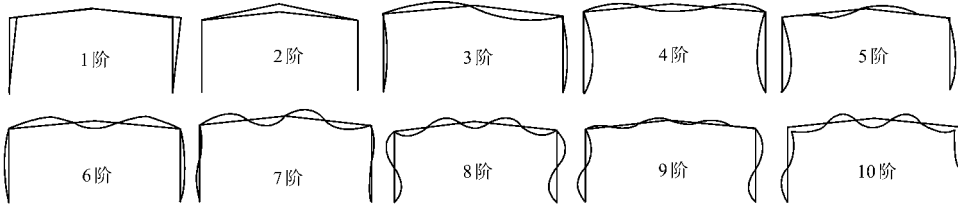


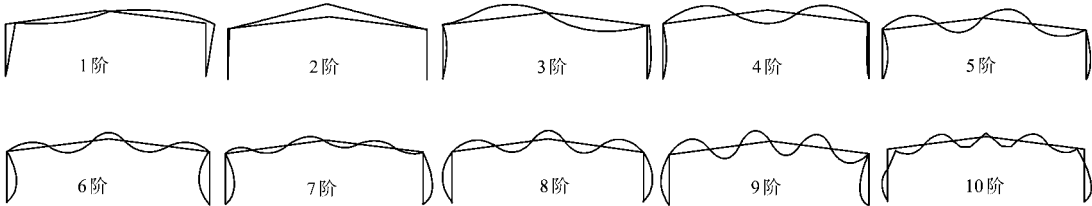
图 3 各阶自振频率随跨度变化图
Fig. 3 Variation of Natural vibration frequencies with spans

比较图 2, 3 的结果可知, 跨度变化对变截面门式刚架自振频率的影响较大, 自振频率随跨度的增加而减小. 对于同一阶自振频率, 跨度越大, 自振频率越小, 柱高变化对自振频率的影响不明显. 从图 3 可以看出, 同一跨度门式刚架的前 10 阶自振频率的频谱很分散, 各阶频率相差较大, 阶数越高数值相差越大. 不论跨度大小, 门式刚架的自振频率曲线从低阶到高阶呈现出明显的差异.

总体来说, 低阶自振频率受跨度的影响较小, 而高阶自振频率受跨度的影响较大. 前 3 阶低阶自振频率随跨度的变化较缓, 4 阶以后的高阶频率变化特征与前 3 阶明显不同. 随着跨度的增加, 各阶自振



(a) 12 m



(b) 42 m

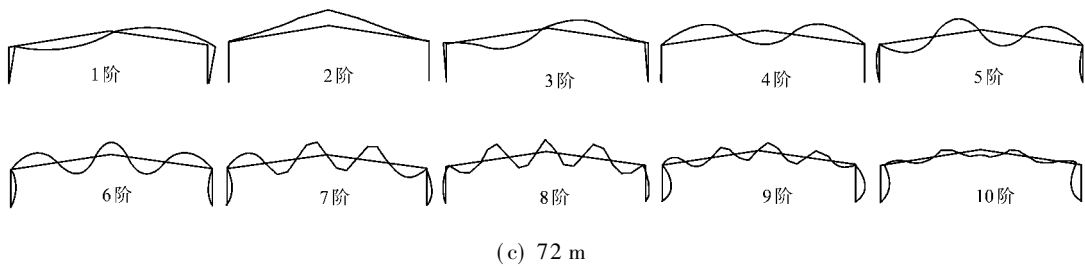


图 4 不同跨度变截面门式刚架前 10 阶振型

Fig. 4 10 Previous vibration modes of tapered portal frames with different spans

频率从相差很大趋向变化较缓。从图 2 和图 3 均可看出, 跨度对变截面门式刚架自振频率的影响可以以 42 m 为界线。对于跨度大于等于 42 m 的变截面门式刚架, 各阶频率变化的数值随跨度的增加而减小, 同一阶自振频率随跨度的增加而变化不大, 频谱分布较为密集。由此可见, 一般情况下, 大于 42 m 的变截面门式刚架不利于抗震。与大跨度空间钢结构, 如网架和网壳等结构相比, 较大跨度变截面门式刚架的自振频率较小(自振周期较大), 表明其结构刚度相对较小。

从图 4 可以看出, 刚架结构的 1 阶振型主要作横向水平振动, 柱的侧向水平振动位移较大, 左、右半跨横梁分别呈现 1 个半波竖向振动。2 阶振型主要为竖向振动, 柱顶几乎无水平位移, 全跨横梁呈现一个半波竖向振动。3 阶振型主要表现为横向水平振动和竖向振动的叠加而以竖向振动为主; 4 阶以上的高阶振型同样表现为横向与竖向振动的叠加而以竖向振动为主, 振型呈对称或反对称形态。与横向振幅相比, 跨度越大, 前几阶主要振型的竖向振幅越大, 竖向振动越显著。

从以上分析可知, 变截面门式刚架结构的振动主要是竖向振动和横向水平振动, 或者是竖向与水平振动的叠加。同阶振型的变形形状与跨度大小无关, 不论是 12 m 刚架, 还是 72 m 刚架, 同阶振形都相同, 不受跨度变化的影响。振型可分为水平振型和竖向振型, 第 1 阶振型一般为水平振型, 前 2 阶振型的变形形状单一, 而 3 阶以后的振型则相当复杂。当竖向振动为主时, 柱顶水平振幅较小且以正对称振动为主。当横向振动为主时, 不仅柱顶水平振幅较大而且横梁的振幅也较大, 并以反对称振动为主。当竖向和水平振动叠加时, 横梁往往振幅较大而柱顶的水平振动分量很小, 但柱中部振幅较大, 表明变截面门式刚架结构的抗震验算需考虑多个振型的影响。

2 恢复力特性曲线分析

2.1 模型的建立

在采用 ANSYS 进行数值模拟计算时, 采用 Beam 188 单元进行有限元计算。该单元基于铁木辛哥梁结构理论, 考虑了剪切变形的影响, 是三维线性有限应变梁单元。每个节点有 6 个或者 7 个自由度, 非常适合线性、大角度转动和非线性大应变问题。数值模拟计算结果与文[11] 的试验结果符合很好。

2.2 跨度对滞回性能的影响

为了分析低周反复水平荷载作用下, 跨度变化对变截面门式刚架的延性、强度与刚度的退化等性能的影响, 采用前述模型对 12~ 72 m 跨度的变截面门式刚架在反复荷载作用下的滞回曲线进行了数值模拟计算。计算时, 在柱顶 B₁ 点施加往复水平位移, 位移值分别为柱高的 1%, 3%, 5%, 8%, 数值模拟计算结果如图 5(a) 所示。从图 5(a) 的 P-Δ 滞回曲线可知, 总体上, 刚架结构整体的滞回曲线基本呈梭形, 可直观地反映出变截面门式刚架具有良好的塑性变形能力和滞回耗能能力。滞回曲线具有很好的饱满度, “捏缩效应” 不明显。说明该结构体系滞回曲线的捏拢程度比较低, 避免了钢筋混凝土结构中由于开裂后造成的整个结构刚度的突变, 很适合抗震。

在进入弹塑性之前, 水平位移为 1% 时, 结构的总体变形很小, 加载曲线斜率变化小, 卸载后的残余应变也极小, 正向和反向加卸载 1 次, 刚度的突变不明显。所形成的 P-Δ 曲线重合, 滞回环不明显。在水平位移超过 1% 以后, 加载曲线斜率开始变小, 但 P-Δ 关系仍然为一直线。表明材料已经进入弹塑性, 整体结构未产生刚度退化。之后, 随着往复荷载的逐级增大, 其变形速度随之加快。当刚架变形进一步加大到 5%, 甚至达到 8% 时, P-Δ 关系开始出现曲线, 形成的滞回环也愈加丰满。比较同级位移下的 3 次反

复循环, 每次循环承载能力均有所下降. 曲线曲率也逐渐变小, 表明刚度在相应退化, 而且随着位移的增大, 下降及退化的程度亦增大, 具有非稳态的现象. 每次加载的曲线斜率随着荷载的增大而减小, 而且减小的速度加快. 比较各次同向加载曲线, 后一次的曲线斜率比前一次的曲线斜率明显减小, 说明刚架刚度在不断退化. 刚开始卸载时, 曲线较陡, 恢复变形很小, 卸载刚度几乎与初始刚度相同. 达到最大荷载以后, 曲线趋向平缓, 恢复变形逐渐加快, 特别是反方向加载, 曲线斜率随着反复加卸载次数的增多而减小, 说明刚架的卸载刚度在退化. 全部卸载后, 刚架存在残余变形, 并随着位移幅值的增大和循环次数的增多而不断积累加大.

比较图 5(a) 中 12~ 72 m 不同跨度刚架的滞回曲线可以看出, 随着跨度的增加, 产生同样位移的往复荷载也增加, 即结构承受循环荷载的能力有所增强. 但是跨度越小, $P-\Delta$ 曲线的滞回环越饱满, 跨度越大, 滞回环越扁, 越呈梭形. 说明小跨度变截面门式刚架的延性比大跨度好, 更适合抗震. 另外, 从骨架曲线中还可看出, 刚架所承受的正、负向的荷载及相应的位移并不完全对称, 这是结构受鲍辛格效应 (Bauschinger Effect) 影响的结果.

2.3 长细比对滞回性能的影响

为了了解柱长细比变化对变截面门式刚架抗震性能的影响, 分别对柱高为 6, 9, 15, 18 m, 跨度为 48 m 的变截面门式刚架在低周反复荷载作用下的力学性能及其变化规律进行了模拟计算, 结果如图 5(b) 所示. 刚架按“门刚规程”要求进行截面选择以符合工程实际, 柱长细比与柱高不成线性关系, 柱截面如

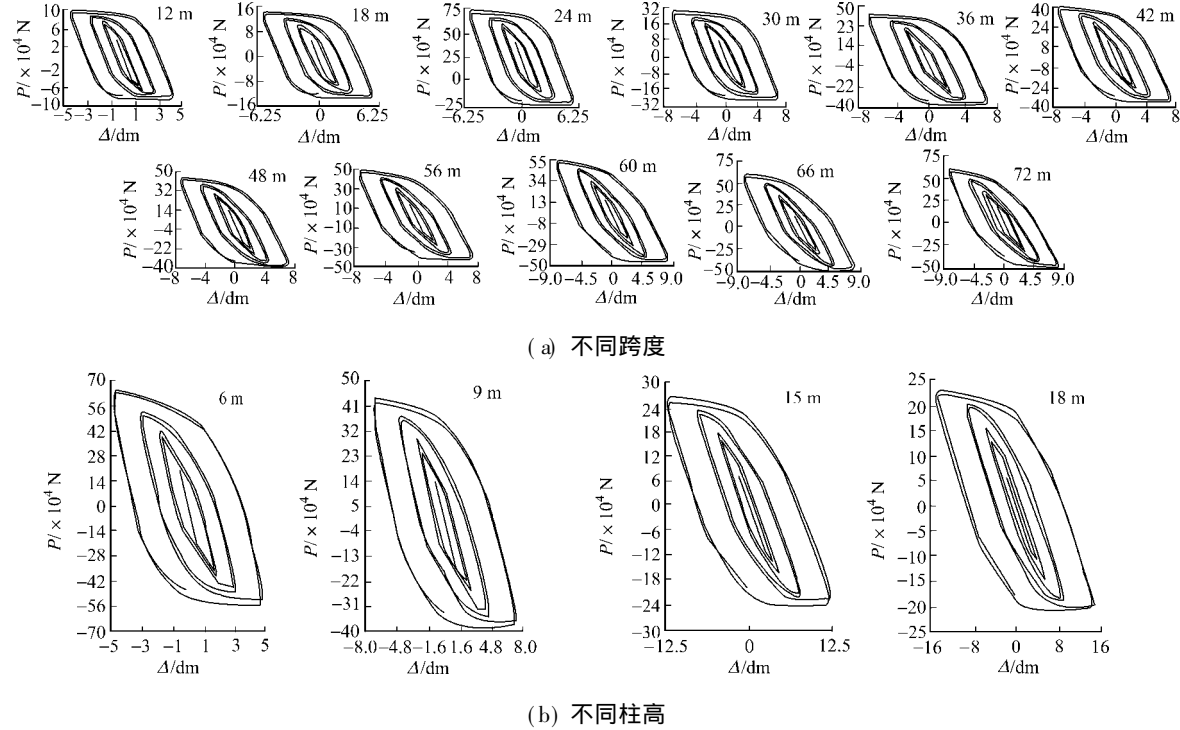


图 5 截面门式刚架前 10 阶振型

Fig.5 10 Previous vibration modes of tapered portal frames

表 2 所示. 由图 5(b) 可知, 柱长细比(λ)变化对变截面门式刚架的滞回曲线有一定影响, 但不如跨度显

表 2 不同柱高的变截面门式刚架截面 (单位: mm)

Tab.2 Sections of tapered portal frames with different heights(unit: mm)

截面位置	$h=6\text{ m}$	$h=9\text{ m}$	$h=15\text{ m}$	$h=18\text{ m}$
A	400×220×8×10	400×220×8×10	400×220×8×10	400×220×8×10
B ₁	950×220×8×10	1 050×220×8×10	1 150×220×8×10	1 250×220×8×10
B ₂	950×220×8×10	1 050×220×8×10	1 150×220×8×10	1 250×220×8×10
C	600×220×8×10	600×220×8×10	600×220×8×10	650×220×8×10
D	600×220×8×10	600×220×8×10	600×220×8×10	650×220×8×10
λ	51.05	80.84	90.68	113.28

著. 滞回曲线总体来说较为饱满, 表明其具有较好的延性和抗震性能. 虽然刚架结构的设计指标均满足“门刚规程”要求, 但随着长细比的增大, 相同的极限位移下, 峰值荷载却逐级降低, 滞回曲线的形状也越来越扁. 表明, 随着门刚柱长细比的增加, 结构的整体延性明显降低, 对抗震不利.

3 结束语

本文建立的变截面门式刚架的动力特性非线性有限元分析模型, 计算结果较为精确, 可应用于变截面门式刚架的动力特性模拟分析. 模型数值模拟计算的滞回曲线, 无论是形态还是幅值, 均和已知的试验结果相吻合. 总体来说, 门式刚架结构具有良好的塑性变形能力和滞回耗能能力.

参考文献:

- [1] 谭 巍, 牟宗磊. 轻型门式刚架结构体系最优柱距研究[J]. 建筑钢结构进展, 1999(1): 16-21.
- [2] 王文明. 变截面轻型门式刚架结构体系的稳定研究[D]. 北京: 清华大学, 1998.
- [3] KARAMANOS S, SPYROS A K. Earthquake effects on low rise steel buildings in high seismicity areas: A designer's view[J]. J Construct Steel Res, 1997, 44(1-2): 115-128.
- [4] 章 军, 王元清, 陈 宏, 等. 地震作用下门式刚架轻型房屋钢结构的设计与分析[J]. 四川建筑科学研究, 2004, 30(2): 74-77.
- [5] 干 洪, 魏 东. 变截面框架结构动力分析与抗震计算[J]. 安徽建筑工业学院学报: 自然科学版, 2003, 11(3): 1-5.
- [6] 徐贵章. 变截面刚架结构抗震设计的分析与计算[J]. 工程抗震, 1997, 6(2): 6-10.
- [7] KWON H D, PARK Y P. Dynamic characteristics of stepped cantilever beams connected with a rigid body[J]. Journal of Sound and Vibration, 2002, 255(4): 701-717.
- [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): 3031-3043.
- [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): 808-821.
- [10] 中国工程建设标准化协会. CECS102: 2002 门式刚架轻型房屋钢结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [11] 陈 城. 变截面宽肢薄腹构件滞回性能的试验研究和数值模拟[D]. 上海: 同济大学, 2002.

Dynamic Behavior of Portal Frame Structures with Tapered Members

WANG Chuangqi, GAO Xuanneng, LI Kun

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China)

Abstract: A dynamic numerical simulation model of a tapered portal frames considering the nonlinearity of the materials, established by ANSYS program. Dynamic modes analysis of tapered portal frames with different spans and slenderness ratio shows: the tapered portal steel frames own shuttle shaped plump hysteretic curves with good energy dissipation and good plastic deformation. The rigidity and strength of the tapered portal steel frame degrade increasingly under the low cyclic loading. The ductility of the tapered portal steel frames reduces evidently with increasing spans or column slenderness ratios; when the span is larger than 42 m and the slenderness ratio is greater than 90, the degradation of the stiffness and strength of the portal frame accelerates, and ductility of the structure decreases rapidly. Under the forward and reverse loading on the frames, the corresponding displacements are not entirely symmetrical, appearing the Bauschinger's effects.

Keywords: portal frames; tapered members; dynamic behavior; numerical simulation analysis; hysteretic curve; ductility

(责任编辑: 黄仲一 英文审校: 方德平)