

文章编号:1673-2049(2014)02-0045-06

基于变换路径法的竖向不规则 RC 框架 动力增大系数研究

杜永峰^{1,2}, 包超¹, 李慧^{1,2}, 徐天妮¹

(1. 兰州理工大学 防震减灾研究所, 甘肃 兰州 730050;

2. 兰州理工大学 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要:以一系列不同布置形式的竖向不规则 RC 框架为对象,基于变换路径法对底层中柱失效的框架分别进行了非线性静力和非线性动力倒塌分析,研究了动力增大系数的取值范围,提出了针对该特定结构形式的分类指标。结果表明:GSA 2003 中建议的动力增大系数 2.0 偏于安全,使所设计结构具有较高安全储备的同时,也难免造成一定浪费;随着塔裙层数比的增大,结构抵抗荷载动力效应的能力逐渐降低,在偶然荷载作用下发生倒塌的风险也随之增大;减小结构塔裙层数比,降低结构不规则程度能够减小结构倒塌风险。

关键词:竖向不规则结构;动力增大系数;变换路径法;连续性倒塌;RC 框架

中图分类号:TU375.4

文献标志码:A

Study on Dynamic Increase Factors of Vertically Irregular RC Frame Using Alternate Path Method

DU Yong-feng^{1,2}, BAO Chao¹, LI Hui^{1,2}, XU Tian-ni¹

(1. Institute of Earthquake Protection and Disaster Mitigation, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China; 2. Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil

Engineering of Ministry of Education, Lanzhou University of Technology,
Lanzhou 730050, Gansu, China)

Abstract: Taking a set of vertically irregular reinforced concrete (RC) frame as the analysis models, nonlinear static analysis and nonlinear dynamic collapse analysis were carried out based on the alternate path method for framework with the bottom interior column failure. The value range of dynamic increase factor was studied. Meanwhile, a new classification index was presented. The results show that the suggestive dynamic increase factor 2.0 of GSA 2003 is conservative, and it is inevitable to cause a certain waste in design while the design of structure has a high safety reserves. As the ratio of tower layer increases, the ability of structure to resist dynamic load decreases and the structural collapse risk increases under the action of accidental load. The collapse risk of structure can be reduced by decreasing ratio of tower layer and the irregularity of structure.

Key words: vertically irregular structure; dynamic increase factor; alternate path method; progressive collapse; RC frame

收稿日期:2014-02-19

基金项目:国家自然科学基金项目(51178211)

作者简介:杜永峰(1962-),男,甘肃庆阳人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:dooyf@lut.cn。

0 引言

目前,各国学者对于结构连续性倒塌领域的研究已经取得了大量成果^[1-3],并且对于如何防止结构连续性倒塌给出许多宝贵建议^[4-9]。然而,现有的大部分研究成果都只是针对结构布置较为规则的框架结构,由于目前不规则建筑数量相对较少,发生连续性倒塌的事故不多见,并没有引起太多关注。随着社会经济快速发展和人们审美水平逐步提高,各种造型奇特的建筑日益增多,但是结构形式的不规则通常会带来明显区别于普通规则结构的连续性和冗余度降低以及传力途径复杂化等问题,这也使得现有针对规则结构倒塌的研究成果无法完全适用,所以非常有必要对不规则结构的抗连续性倒塌性能进行研究。

国际上普遍采用的抗连续性倒塌设计规范主要有美国总务管理局颁布的 GSA 2003^[10]以及美国国防部制订的 UFC 4-023-03^[11]。规范中有关防止结构连续性倒塌的方法可以分为直接设计法和间接设计法。间接设计法是通过增强剩余结构的传力路径和延性、规定最小配筋率等手段改善结构整体性来防止结构连续性倒塌;直接设计法主要包括局部加强法和变换路径法,其中,变换路径法在 GSA 2003 和 UFC 4-023-03 中都得到采用,而且该方法也是进行结构连续性倒塌分析应用最为广泛的方法。

根据是否考虑非线性和动力效应,结构连续性倒塌分析分为线性静力方法、非线性静力方法和非线性动力方法。结构发生连续性倒塌是一个复杂的时变过程,为了避免计算复杂的动力荷载重分布和惯性力效应,GSA 2003 和 UFC 4-023-03 中均提出通过在非线性静力方法中引入动力增大系数来近似考虑倒塌过程中的动力效应。

对于框架结构倒塌分析时动力增大系数的取值,各国学者存在不同观点,一种观点认为现有取值虽然能够满足工程需要,但是一定程度上偏于保守^[12-13],在结构设计中造成大量浪费;另一种观点认为,现有动力增大系数的取值存在诸多不合理之处,引起动力增大系数取值误差,需要更加精确地研究其取值方法^[14]。

本文中笔者以一系列典型的竖向不规则 RC 框架结构为例,探讨了不同布置形式的竖向不规则框架结构动力增大系数取值情况及其连续性倒塌行为特征和规律,针对性地提出塔裙层数比作为分析指标对模型做进一步归类分析。

1 分析模型

竖向刚度突变的典型不规则 RC 框架结构模型如图 1 所示,柱距为 6 m,层高为 3 m。混凝土强度等级 C30,钢筋选用 HRB335。梁的截面尺寸取 600 mm×350 mm,柱的截面根据楼层不同而分别取 400 mm×400 mm 和 500 mm×500 mm 两种尺寸。楼面恒荷载标准值取 6 kPa,活荷载标准值取 2 kPa,所有分析模型均根据抗震设防烈度 7 度来考虑构件配筋情况,分别以 A,B 表示底部裙楼层数和上部塔楼层数。在分析时,假定只有 1 根底层中柱为初始失效构件。

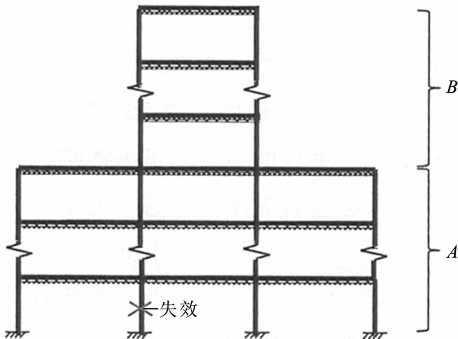


图 1 分析模型

Fig. 1 Analysis Model

裙楼层数 A 与塔楼层数 B 依次取 1,2,3,按照排列组合方法利用 SAP2000 结构有限元软件分别建立了 9 个二维模型和 9 个三维模型,以结构裙楼层数和塔楼层数作为模型编号,见表 1。图 2 为 A3B2 有限元模型。

表 1 模型编号

Tab. 1 Numbers of Models

裙楼层数 A	塔楼层数 B		
	1	2	3
1	A1B1	A1B2	A1B3
2	A2B1	A2B2	A2B3
3	A3B1	A3B2	A3B3

2 分析方法

因本文分析模型中裙楼水平刚度为上部塔楼水平刚度的 2 倍,超过了 FEMA 365^[15]中规定的 1.4 倍限值,故线性静力方法不适用于本文中建立的模型,采用非线性动力方法和非线性静力方法分别对该 RC 框架结构进行连续性倒塌分析。考虑到结构倒塌过程中构件屈服后的材料非线性行为,在梁的两端及跨中指定 M3 铰,柱的两端指定 PMM 铰,塑性铰参数的确定则参考 FEMA 356。2 种方法中均

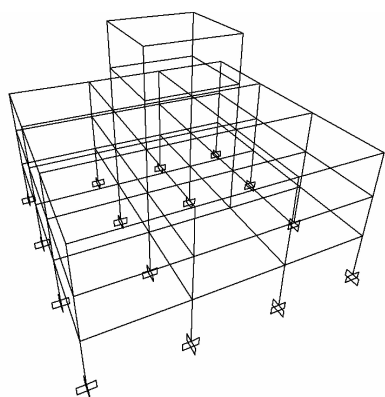


图 2 A3B2 有限元模型

Fig. 2 A3B2 Finite Element Model

考虑了结构发生大变形后的重力二阶效应。

2.1 非线性动力方法

发生结构连续性倒塌时,目标失效构件在受到极端事件(如煤气爆炸、汽车撞击和恐怖袭击等)影响时,通常会在极短的时间内丧失承重能力,此时结构原本承受的恒荷载和活荷载就可能引起剩余结构的倒塌。根据 GSA 2003 中的规定,在进行结构连续性倒塌分析时,首先在原结构上作用基本荷载[式(1)],计算将要被拆除的目标柱内力 P_0 ;然后从原结构中拆除目标柱,将目标柱内力 P_0 反向施加在拆除构件处,使得剩余结构仍能保持原稳定状态,并对剩余结构进行模态分析,确定其竖向振动周期 T ;最后让目标柱内力 P_0 在极短时间 t_p (一般不大于 $T/10^{[10]}$) 内衰减到 0,这样就能够模拟底层承重构件瞬间失效后结构时变过程,如图 3 所示,其中, P 为荷载, t 为时间。

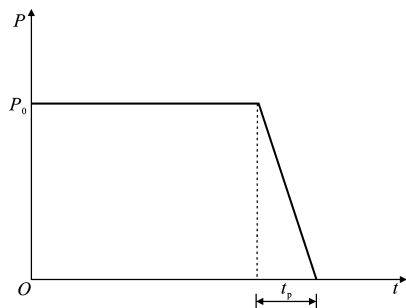


图 3 荷载-时间曲线

Fig. 3 Load-time Curve

结构所承受的荷载为

$$S_D = S_d + 0.25 S_l \tag{1}$$

式中: S_D 为动力分析时结构所承受的荷载; S_d , S_l 分别为恒荷载和活荷载。

2.2 非线性静力方法

非线性静力方法在结构连续性倒塌分析中应用

最为广泛,该方法考虑了材料非线性和几何非线性因素,并且通过动力增大系数来近似考虑构件失效时的动力效应,分析结果精度较高且操作相对简便。根据 GSA 2003 中的规定,在静力分析过程中评估结构是否倒塌时对失效柱所在跨的梁构件施加的荷载为

$$S_s = 2.0 (S_d + 0.25 S_l) \tag{2}$$

式中: S_s 为静力分析时失效构件所在跨内构件所承受的荷载。

各国学者正是对式(2)中的动力增大系数 2.0 的取值存在较多争论,在此笔者针对竖向不规则结构的动力增大系数取值进行研究。结构在倒塌之前,必然有一定数量的构件屈服,产生塑性铰,并引起剩余结构出现较大变形。而位移是剩余结构变形的最直接评判指标,故以失效目标柱柱顶节点的竖向位移 Δ_y 作为倒塌衡量指标,并且以非线性动力方法所得到的最为精确的计算结果^[16] 作为评判剩余结构动力响应的参考。

假定在采用非线性静力分析时,动力效应在竖向不规则结构中所引起的荷载系数为 λ ,则有

$$S_\lambda = \lambda (S_d + 0.25 S_l) \tag{3}$$

式中: S_λ 为荷载系数 λ 时失效构件所在跨内构件所承受的荷载。

在荷载系数 λ 不断变化的过程中,当某个 λ 值引起剩余结构的静力响应与非线性动力分析时剩余结构动力响应恰好相等,则该荷载系数 λ 就是非线性静力方法中的动力增大系数。

虽然以上 2 种计算方法原理有所差异,但是二者都能够准确地反映结构的连续性倒塌行为,而且有着更多的相同点,如结构和构件变形形态、能量转换以及荷载传递等。本文中通过对 2 种方法计算结果的对比分析,以剩余结构的变形为监控对象展开研究。

3 数值计算与分析

3.1 动力增大系数的取值

对同一竖向不规则 RC 框架结构分别进行非线性静力分析和非线性动力分析,得到失效柱柱顶节点相应的静力位移 Δ_{ys} 和动力位移 Δ_{yD} ,通过调试荷载系数 λ 使剩余结构在 2 种方法分析下的竖向位移逐渐逼近直至相等,而此时所得到的荷载系数即为该结构的动力增大系数,这样也就确定了静力分析过程中应当予以考虑的动力效应成分。失效柱顶点竖向位移比值曲线如图 4 所示。

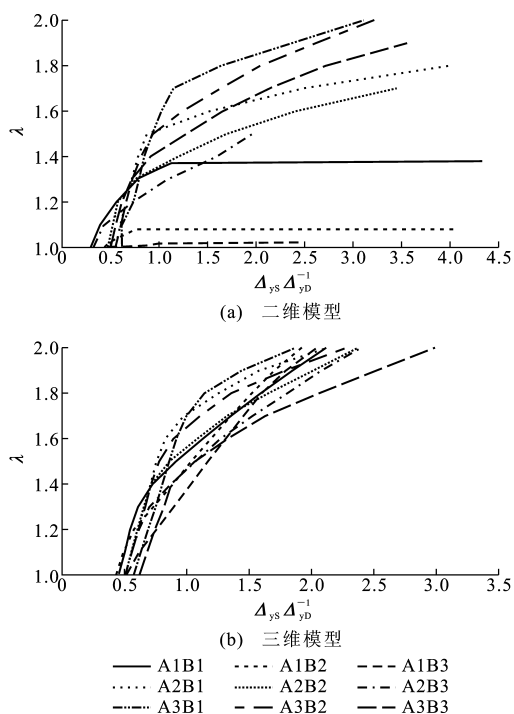


图4 失效柱顶点竖向位移比值曲线

Fig. 4 Ratio Curves of Vertical Displacements at Points Above Failed Columns

如上所述,当 $\Delta_{ys}/\Delta_{yd} = 1.0$ 时,则表示此时该剩余结构的静力荷载经放大 λ 倍后与动力荷载有着相同位移响应。从图4可以看出,塔楼层数和裙楼层数均会对动力增大系数产生一定影响,而且对二维模型的影响更为明显:

(1)对于裙楼层数相同的结构,在目标柱失效后,静力荷载仅需要被放大较小倍数即可达到与动力荷载相同的响应,如二维模型中裙楼层数均为2层的模型A2B1, A2B2, A2B3,当其静力分析中的监测位移与相对应动力分析中的监测位移相等时,静力荷载组合所需要的动力增大系数分别为1.540, 1.363, 1.282。这说明增加结构的塔楼层数不仅没有提高结构的冗余度和剩余结构的承载能力,反而降低了剩余结构的鲁棒性。

底部裙楼层数为1层而上部塔楼分别为2层和3层的二维模型A1B2, A1B3,其动力增大系数则更小,且当荷载一旦超过构件极限承载力时,结构的静力响应将会突然增大并破坏。底层承重柱承载力突然丧失后,原本由该构件承担并传递的竖向荷载需要由水平梁构件来承受,而裙楼中水平构件屈服后只能通过梁机制和悬链线机制来抵抗荷载和变形,当裙楼层数较少时,该部位可以用作荷载传递备用路径的水平构件数量也随之减少,所以在上部荷载

作用下无法充分表现出承载能力更高的悬链线机制,进而出现“脆性破坏”现象^[17]。

(2)对于塔楼层数相同的结构,动力增大系数随着裙楼层数的增加而增大,即静力荷载需要乘以更大的动力增大系数才能使静力位移 Δ_{ys} 与动力位移 Δ_{yd} 相等,说明剩余结构承受动力荷载的能力随着裙楼层数的增加也得以提升,如塔楼层数均为2层的三维模型A1B2, A2B2, A3B2,要让其静力位移 Δ_{ys} 与动力位移 Δ_{yd} 相等,静力荷载组合分别需要被放大1.470, 1.570, 1.660倍。

从图4还可以看出,当荷载系数 λ 较小时, Δ_{ys}/Δ_{yd} 与 λ 呈线性关系,而随着 λ 取值的增大,二者关系则呈现非线性趋势, Δ_{ys}/Δ_{yd} 增幅明显大于 λ 增幅。此时一部分构件进入流塑阶段,静力荷载所引起的位移增量将大于动力增大系数增量,且荷载继续增大将导致剩余结构发生连续性倒塌^[18]。

从计算结果可知,二维模型和三维模型动力增大系数分别为1.596, 1.700,远未达到GSA 2003中所建议的取值2.0,说明该建议值对已分析的一系列模型均略显保守。而本文中建立的模型数量有限,无法完全代表所有该类型结构,为此,笔者建立了裙楼10层、塔楼1层的二维和三维模型A10B1做更进一步验证,经计算可知,其动力增大系数分别为1.775, 1.770,而该验证模型裙楼层数为塔楼层数的10倍,可以视为规则结构,其动力增大系数也远未达到GSA 2003中所建议的取值2.0,表明该建议值对于竖向不规则RC框架结构较为保守,具有较大的安全储备。此外,该验证模型的分析结果也再次证明,增加裙楼层数可以提高剩余结构承担荷载动力效应的能力。

3.2 动力增大系数与塔裙层数比

为了更加清晰地展现计算模型的特点并进行归类,以塔楼层数 B 与裙楼层数 A 的比值 B/A 来对模型进行分类和研究,并将 B/A 称作塔裙层数比。引入塔裙层数比的概念,就可以将模型特点与动力增大系数联系起来。图5为模型塔裙层数比 B/A 与动力增大系数的关系。从图5可以看出:随着塔裙层数比的逐渐增大,二维模型和三维模型动力增大系数均表现出减小趋势;由于塔裙层数比能够反映出结构的不规则程度,对于这种带裙楼的竖向不规则RC框架结构特殊形式,随着结构不规则程度的加剧,结构承受动力效应的能力也逐渐下降。

为了检验分析模型的数据对于具有相同塔裙层数比的其他结构是否有一定指导性,又分别建立了

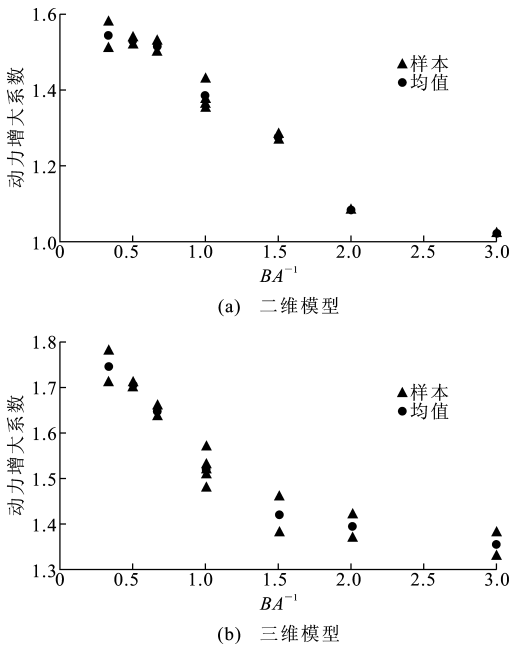


图 5 塔裙层数比与动力增大系数的关系
Fig. 5 Relations of Ratio of Tower Layer and Dynamic Increase Factor

1 个 10 层二维模型和 1 个 10 层三维模型,二维模型的裙楼层数和塔楼层数均为 5 层,用 A5B5 表示,塔裙层数比为 1.0;三维模型的裙楼层数和塔楼层数分别为 4 层和 6 层,用 A4B6 表示,塔裙层数比为 1.5。经过对比分析可知,二维模型 A5B5 的动力增大系数为 1.354,而二维模型塔裙层数比 1.0 时的动力增大系数平均值为 1.385,该模型动力增大系数仅比平均值小 2.238%。三维模型 A4B6 的动力增大系数为 1.545,而三维模型塔裙层数比 1.5 时的动力增大系数平均值为 1.420,该模型动力增大系数仅比平均值大 8.091%。从以上计算结果可以看出,2 个验证模型的动力增大系数与所对应的平均值相差甚小,基本满足工程需要,这说明计算所得到的动力增大系数对具有相同塔裙层数比的结构有一定的参考价值。

因此,对于某种典型的不规则结构形式来说,如果能够计算足够多的模型,并运用数学方法加以统计分析,就可以得到一个动力增大系数取值的参考范围。当对类似的实际工程采用非线性静力方法进行抗连续性倒塌设计和分析时,工程设计人员就可以很方便地从该范围内选择一个合适的动力增大系数参考值。通过这种针对性更强的分析和计算,就可以把动力增大系数与各种不同的结构形式对应起来,而不是笼统地给定一个数值,这样也使得设计更加经济和高效。

4 结 语

(1)当利用非线性静力方法进行连续性倒塌分析和设计时,采用 GSA 2003 中建议的动力增大系数 2.0,该取值较为保守,从而在设计过程中造成一定的浪费,建议对竖向不规则 RC 框架动力增大系数取 1.8 左右,这样更为经济合理。

(2)随着塔裙层数比的增大,结构抵抗荷载动力效应的能力逐渐降低,在偶然荷载作用下发生倒塌的风险也随之增大。适当降低结构塔裙层数比,增加裙楼层数并减少塔楼层数,即调低结构不规则程度,能够一定程度上降低竖向不规则结构发生连续性倒塌的风险。

(3)利用变换路径法对结构进行连续性倒塌分析简便实用,但是非线性静力方法中动力增大系数的取值,尤其对于造型特殊结构的动力增大系数取值仍需要做进一步的研究。

参考文献:

References:

[1] 顾祥林,印小晶,林峰,等. 建筑结构倒塌过程模拟与防倒塌设计[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(6): 179-187.
GU Xiang-lin, YIN Xiao-jing, LIN Feng, et al. Simulation of Collapse Process and Design Method to Resist Collapse for Building Structures[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(6): 179-187.

[2] 李易,陆新征,叶列平,等. 基于 Pushdown 分析的 RC 框架抗连续倒塌承载力研究[J]. 沈阳建筑大学学报: 自然科学版, 2011, 27(1): 10-18.
LI Yi, LU Xin-zheng, YE Lie-ping, et al. Study on Progressive-collapse Resistance Capacity of RC Frame Structures Based on Pushdown Analysis[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2011, 27(1): 10-18.

[3] SASANI M. Response of a Reinforced Concrete In-filled-frame Structure to Removal of Two Adjacent Columns[J]. Engineering Structures, 2008, 30(9): 2478-2491.

[4] 易伟建,何庆锋,肖岩. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(5): 104-109, 117.
YI Wei-jian, HE Qing-feng, XIAO Yan. Collapse Performance of RC Frame Structure[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(5): 104-109, 117.

[5] KRISHNAN S, MUTO M. Mechanism of Collapse of Tall Steel Moment-frame Buildings Under Earthquake

- Excitation [J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 138(11): 1361-1387
- [6] 潘元, 刘伯权, 邢国华, 等. 基于破坏准则的钢筋混凝土结构抗倒塌研究进展[J]. 建筑科学与工程学报, 2010, 27(2): 51-60.
- PAN Yuan, LIU Bo-quan, XING Guo-hua, et al. Research Progress of Seismic Collapse Resistance of Reinforced Concrete Structures Based on Damage Criteria[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2010, 27(2): 51-60.
- [7] 陆新征, 马玉虎, 唐代远, 等. 汶川地震典型 RC 框架结构抗倒塌加固效果分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2011, 28(2): 21-27.
- LU Xin-zheng, MA Yu-hu, TANG Dai-yuan, et al. Strengthening Effect Analysis of Seismic Collapse Resistance of Typical RC Frame Structures in Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2011, 28(2): 21-27.
- [8] 刘源, 辛力, 王敏, 等. 框架梁刚度放大系数对结构的影响及合理取值[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2013, 33(5): 64-68.
- LIU Yuan, XIN Li, WANG Min, et al. Reasonable Value of Rigidity Amplification Factor of Frame Beams [J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2013, 33(5): 64-68.
- [9] 易伟建, 张颖. 混凝土框架结构抗震设计的弯矩增大系数[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(2): 46-51.
- YI Wei-jian, ZHANG Ying. Moment Magnification Factor in Anti-seismic Design of Concrete Frame Structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(2): 46-51.
- [10] GSA 2003, Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects[S].
- [11] UFC 4-023-03, Unified Facilities Criteria: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse[S].
- [12] KIM J, KIM T. Assessment of Progressive Collapse Resisting Capacity of Steel Moment Frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1): 169-179.
- [13] TSAI M, LIN B. Investigation of Progressive Collapse Resistance and Inelastic Response for an Earthquake-resistant RC Building Subjected to Column Failure [J]. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3619-3628.
- [14] 胡晓斌, 钱稼茹. 单层平面钢框架连续倒塌动力效应分析[J]. 工程力学, 2008, 25(6): 38-43.
- HU Xiao-bin, QIAN Jia-ru. Dynamic Effect Analysis During Progressive Collapse of a Single-story Steel Plane Frame [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(6): 38-43.
- [15] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings[S].
- [16] LI Z X, SHI Y C. Methods for Progressive Collapse Analysis of Building Structures Under Blast and Impact Loads [J]. Transactions of Tianjin University, 2008, 14(5): 329-339.
- [17] TAGARIELLI V L, DESHPANDE V S, FLECK N A. Prediction of the Dynamic Response of Composite Sandwich Beams Under Shock Loading [J]. International Journal of Impact Engineering, 2010, 37(7): 854-864.
- [18] 何政, 黄国辉. 框架结构悬链线效应研究新进展[J]. 力学进展, 2012, 42(5): 547-561.
- HE Zheng, HUANG Guo-hui. Progress in Studies of Catenary Action in Frame Structures[J]. Advance in Mechanics, 2012, 42(5): 547-561.