引用格式：隋伟宁，杨海涛，马勇，等. 考虑异形节点域剪切变形的钢框架地震易损性分析[J]. 工业建筑，2025，55(9)：159-167. SUI Weining，YANG Haitao，MA Yong，et al. Seismic Fragility Analysis of Steel Frames Considering Irregularly-Shaped Panel Zone Shear Deformation[J]. Industrial Construction，2025，55(9)：159-167 (in Chinese). DOI：10.3724/j.gyjzG22110203

考虑异形节点域剪切变形的钢框架地震易损性分析*

隋伟宁[1]　杨海涛[1]　马　勇[1]　王学历[2]　董　峥[1]

（1. 沈阳建筑大学土木工程学院，沈阳　110168；2. 中国建筑东北设计研究院有限公司，沈阳　110055）

摘　要　由于建筑空间布局不同，钢框架中存在左右梁高不等的异形节点域。为研究异形节点域剪切变形对钢框架地震易损性的影响，结合已有试验，通过对40组异形节点域数值模拟分析，给出了评价异形节点域剪切变形性能的数学模型；之后，采用OpenSEES对考虑节点域剪切变形的钢框架模型进行地震易损性分析，考察梁高比、跨度比、梁柱强度比和刚度比变化对结构抗震性能的影响。结果表明，在相同强度的地震动作用下，改变梁高比对钢框架地震易损性有显著影响，梁高比在0.571~1.000内，比值越小结构抗震性能越好。在到达4种极限状态时，梁高比为0.571时钢框架失效概率均最低，结构的抗震性能最优；在0.871~1.086范围之内的跨度比变化对结构的易损性影响较为有限，可将此范围视为较稳定的安全区间。

关键词　异形节点域；剪切变形；地震易损性；梁高比；跨度比

Seismic Fragility Analysis of Steel Frames Considering Irregularly-Shaped Panel Zone Shear Deformation

SUI Weining[1]　YANG Haitao[1]　MA Yong[1]　WANG Xueli[2]　DONG Zheng[1]

(1. *School of Civil Engineering*, *Shenyang Jianzhu University*, *Shenyang* 110168, *China*; 2. *China Northeast Architecture Design and Research Institute*, *Shenyang* 110055, *China*)

Abstract: Due to the different spatial layout of the building, there are irregular-shaped panel zones in the steel frame for unequal height of the left and right beams. In order to study the effect of shear deformation in these irregular-shaped panel zones on the seismic fragility of steel frames, a mathematical model for evaluating the shear deformation performance of such irregular-shaped panel zones was developed. This model was based on numerical simulations of 40 sets of irregular-shaped panel zones, combined with existing test data. Afterwards, OpenSEES was used to analyze the seismic fragility of the steel frame mode, considering the shear deformation in panel zones. This study examined the influence of several key parameters on seismic performance: the beam depth ratio, span ratio, column-beam strength ratio, and beam-column's linear stiffness ratio. The results showed that varying the depth ratio of beams had a significant effect on the seismic fragility of the steel frame under ground motions of the same intensity. With the depth ratio of the beams ranging from 0.571 to 1.000, a smaller ratio resulted in better seismic performance of the structure. When reaching the four limit states, the failure probability of the steel frame was the lowest at a beam depth ratio of 0.571, indicating the optimal seismic performance of the structure. Variations in span ratios within the range of 0.871 to 1.086 had a relatively limited effect on the vulnerability of the structure, suggesting that this range can be considered a stable safety interval.

* 辽宁省自然科学基金项目(2020-MS-221)；国家自然科学基金项目(51108278)。

第一作者：隋伟宁，博士，教授，主要从事钢结构等方面研究。

电子信箱：416856649@qq.com

收稿日期：2022-11-02

© 2025 工业建筑

Keywords: irregular-shaped panel zone; shear deformation; seismic fragility; beam depth ratio; span ratio

0 引 言

受建筑物所处环境和建筑空间使用功能的限制,除标准形式的节点域外,还存在左右梁高不同的异形节点域。对于这类异形节点域,现阶段已通过试验及有限元分析方法定性考察了左右梁高比、柱壁径厚比、梁高宽比等参数对其力学性能的影响[1-4]。结果表明左右两侧梁高比显著影响节点区域的破坏模态。地震易损性分析对于结构抗震设计及预测结构的抗震性能具有重要意义,许多学者采用OpenSEES、SAP 2000等软件绘制了钢框架的地震易损性曲线并进行了地震易损性分析[5-6],但是这些研究成果中考虑节点域剪切变形影响的成果较少,特别是考察异形节点域影响的情况更少。历次震害资料分析结果表明,节点区域延性和耗能能力不足是钢框架结构发生脆性破坏的主要原因[7]。节点域作为梁柱连接的关键部位,其性能直接影响整体结构的性能[8-10],因此,有必要对考虑异形节点域剪切变形性能的钢框架的地震易损性进行研究。本文首先在试验研究的基础上利用有限元分析方法获得异形节点域的剪切变形性能数学模型,并将获得的数学模型应用于OpenSEES软件中,对考虑异形节点域剪切变形性能的钢框架的地震易损性进行分析,并绘制地震易损性曲线,以期直观地反映梁柱刚度比及强度比、左右梁高比、跨度比参数变化情况下的结构概率抗震性能。

1 有限元模型及验证

1.1 分析对象

Sui等[11]对7个左右梁高不等的钢框架异形节点域的力学性能进行了低周往复试验研究,本文选取异形节点域C-2-H试件进行数值模拟。

测试模型为框架中异形节点,图1为试件参数,异形节点由钢管柱和左右梁高不等的H型钢梁构成,并在钢管柱与两侧梁上、下翼缘相交处设置外加强环板。构件性能由标准单向拉伸试验获得,取样位置为梁翼缘、梁腹板、柱腹板和外加强环板。主要测试指标和构件性能参数见表1。

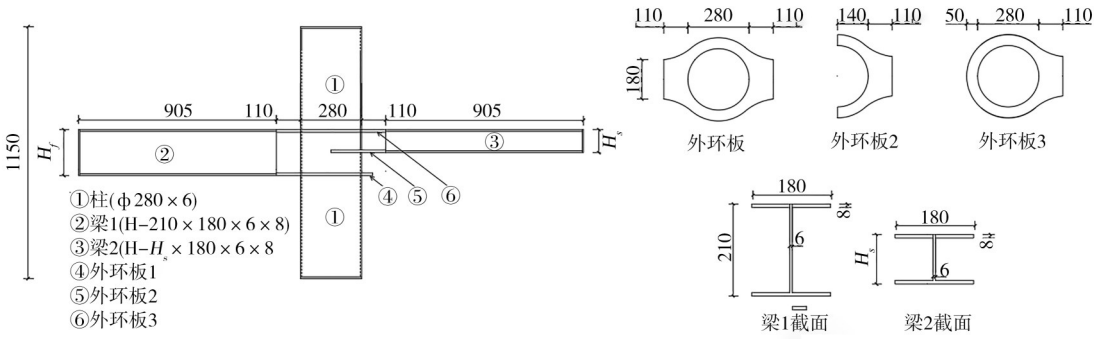


图1 试件参数 mm

Fig. 1 Specimen parameters

表1 构件性能参数

Table 1 Component performance parameters

试样	弹性模量/GPa	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	伸长率/%
外环板	219	355	439	26
柱/梁腹板	211	339	428	27
梁翼缘	207	366	447	29

图2为试件加载装置示意,在钢管柱柱顶和柱底分别设置了铰支座,顶部铰支座通过连接件固定在反力框架两侧柱子上,底部铰支座固定在底座上,限制节点在面内移动。柱顶设置千斤顶并固定在反力框架梁上,使其获得轴压比为0.3的轴力。反力框架梁向下设置MTS对左、右梁端施加位移荷载,按图3所示的加载制度进行大小相等方向相反的位移加载,每级循环2次,设置侧向支撑防止面外失稳。

1.2 有限元模型验证

图4为ABAQUS建立的异形节点域有限元模型。构件装配时,使用merge命令将各构件连接成整体。在有限元分析中忽略了焊缝对节点抗震性

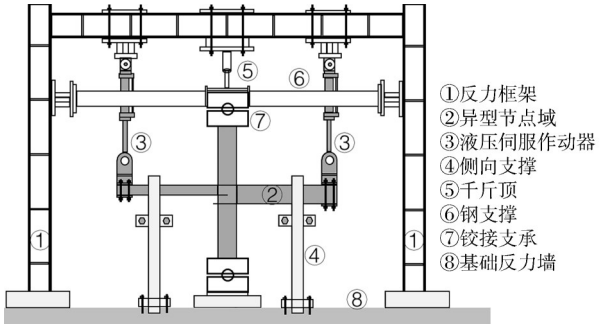


图 2　试验装置

Fig. 2　Test set-up

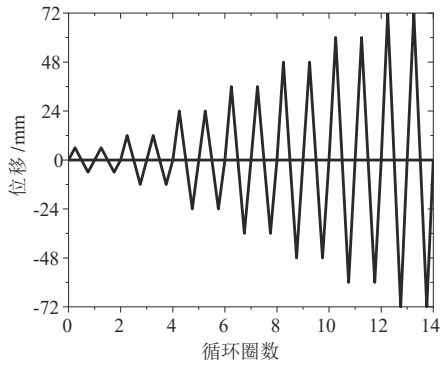


图 3　梁端加载制度

Fig. 3　Loading protocol at the beam tip

能的影响。模型整体采用 4 结点减缩积分格式的壳单元(S4R),材料本构选用与试验相同的金属材料拉伸试验结果[11],屈服后刚度为初期刚度的 0.01 倍。边界条件和加载制度与试验设置相同。

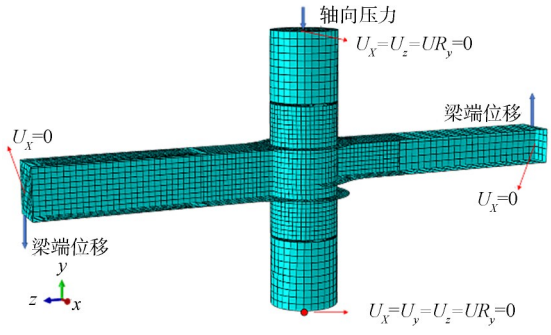


图 4　有限元模型

Fig. 4　Finite element model

将有限元模型结果与试验试件 C-2-H 节点低周往复试验剪力-剪切变形结果进行比较,见图 5。二者滞回曲线轮廓基本吻合,其中屈服剪力分别为 462、465 kN,塑性剪力分别为 556、588 kN。图 6 为节点破坏形态对比,试验试件 C-2-H 和有限元模型展现出相似的破坏形态。从试验现场图中可知,试验试件 C-2-H 发生剪切变形的位置在节点核心区,外部环板出现局部屈曲,柱壁局部鼓曲,节点域出现应力集中现象,导致节点核心区的焊趾断裂;从有限元后处理云图可知,节点核心区最大应力达到 442 MPa,超过钢管柱的极限强度,但由于有限元模型忽略了焊缝对节点剪切变形的影响,有限元模型中并未出现焊趾断裂的现象。

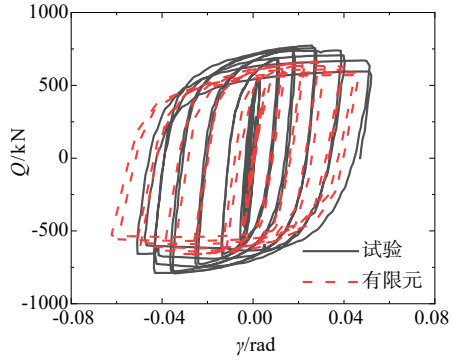


图 5　剪力-剪切变形模拟与试验结果比较

Fig. 5　Comparison between simulated and test results of shear force versus shear deformation

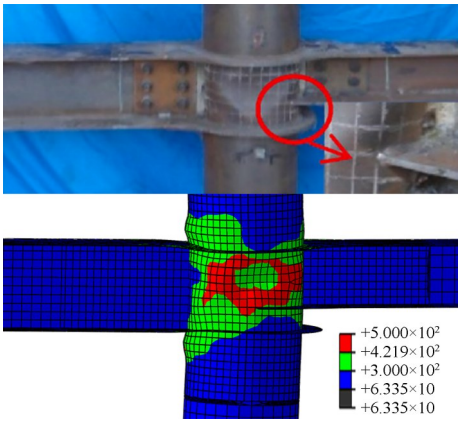


图 6　破坏形态对比

Fig. 6　Comparison of failure modes from finite element simulations and tests

上述对比分析验证了有限元模型单元选取的合理性和边界条件、材料本构设置的正确性。

1.3　节点域破坏机理

为考察梁高比的增加对节点域破坏机理的影响,本文通过改变右梁梁高建立了 40 个梁高不等的异形节点域模型,右梁梁高以左梁梁高为基础按比例选取,比例范围为 0~1。通过检查节点域的强度来考察节点域腹板是否会发生屈曲破坏。节点域内力图如图 7 所示。根据等效条件,节点域 1、2 区剪力表达式如式(1a)、(1b),节点域 1、2 区剪应力表

达式如式(1c)、(1d)。

$$V_{h,1}=\frac{M_b^L}{H}+\frac{M_b^R}{H_1}-Q_c \tag{1a}$$

$$V_{h,2}=\frac{M_b^L}{H}-Q_c \tag{1b}$$

$$\tau_1=\frac{V_{h,1}}{A_e}=\frac{M_b^L}{H\cdot A_e}+\frac{M_b^R}{H_1\cdot A_e}-\frac{Q_c}{A_e} \tag{1c}$$

$$\tau_2=\frac{M_b^L}{H\cdot A_e}-\frac{Q_c}{A_e} \tag{1d}$$

其中 $Q_c=\dfrac{Q_c^T+Q_c^B}{2}$

$A_e=\pi d_c t_p/2$

式中:$V_{h,1}$、$V_{h,2}$分别为节点域1、2区抗剪承载力;Q_c^T、Q_c^B分别为上柱底部、下柱顶部对节点域产生的水平方向剪力;M_b^L、M_b^R分别为左梁、右梁对节点产生的弯矩值;A_e为节点域有效受剪面积;H_1为小梁梁高;t_p为钢管厚度;d_c为钢管柱直径线上管壁中心线之间的距离;τ_1、τ_2分别为节点域1、2区剪切应力。

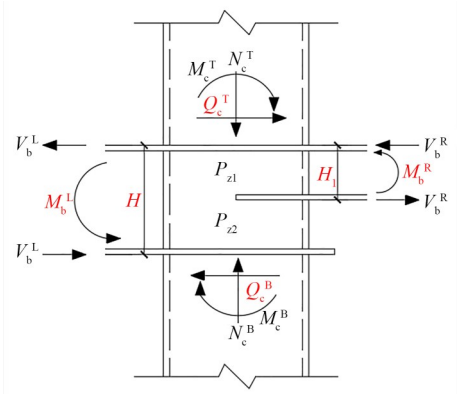


图7 节点域内力

Fig. 7 Internal force diagram of panel zones

在轴力影响下节点域法向应力如式(2a)。由于弯矩对法向应力的影响比切向应力大,因此忽略剪力项。综上节点域主应力表达式见式(2b)、(2c)。

$$\sigma=\frac{N_c^T}{A_c} \tag{2a}$$

$$\sigma_{p1}=\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}=\sqrt{\left(\frac{N_c^T}{A_c}\right)^2+3\left(\frac{M_b^L}{H\cdot A_e}+\frac{M_b^R}{H_1\cdot A_e}\right)^2} \tag{2b}$$

$$\sigma_{p2}=\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}=\sqrt{\left(\frac{N_c^T}{A_c}\right)^2+3\left(\frac{M_b^L}{H\cdot A_e}\right)^2} \tag{2c}$$

式中:N_c^T为柱顶竖向荷载;A_c为钢管柱横截面面积,与节点域的有效受剪面积A_e相同。

根据钢结构设计标准,当$D/H_1<10$时,节点域受剪正则化宽厚比$\lambda_{n,s}$表达式如式(3),经计算可知$\lambda_{n,s}<0.6$,因此抗剪承载力$f_{ps}=4f_v/3$。其中f_v为钢材抗剪强度,$f_v=f_y/\sqrt{3}$,其中f_y为钢材的屈服强度。

$$\lambda_{n,s}=\frac{H_1/t_w}{37\sqrt{4+5.34\left(\dfrac{H_1}{D}\right)^2}}\cdot\frac{1}{\varepsilon_k} \tag{3}$$

式中:t_w为柱壁厚度;ε_k为钢号修正系数。

通过有限元分析及式(1c)、(1d)、(2b)、(2c)确定了40个模型的主应力、剪应力数据。令$H_\alpha=H_1/H$,梁高比为1/7、2/7、3/7、4/7、5/7、6/7、7/7的异形节点域模型1、2区的主应力、剪应力结果见表2。可知当$H_\alpha\leqslant 138/210$,即梁高比$H_\alpha\leqslant 0.657$时,$\tau<f_{ps}$;当$H_\alpha>0.657$时,$\tau>f_{ps}$。因此以$H_\alpha=0.657$为分界点对节点域承载力-梁高比散点图进行拟合,规范化后的节点域承载力与梁高比散点图拟合结果如图8、9所示。令$Q_{y(H)}=Q_{py}^{\beta}/Q_{py}^{1}$,$Q_{p(H)}=Q_{pp}^{\beta}/Q_{pp}^{1}$,其中$Q_{py}^{\beta}$、$Q_{pp}^{\beta}$分别为梁高比在0~1之间变化的节点域的屈服剪力、塑性剪力。Q_{py}^{1}、Q_{pp}^{1}分别为左右梁高相等时节点域的屈服剪力、塑性剪力。拟合方程为式(4)所示。

表2 节点域1、2区主应力及剪应力

Table 2 Principal stresses and shear stress in Panel Zones 1 and 2

梁高比 H_α	σ_{p1}/MPa	σ_{p2}/MPa	f_y/MPa	τ_1/MPa	τ_2/MPa	f_{ps}/MPa
1/7	105.5	107.9	339.0	240.6	157.2	260.9
2/7	101.2	107.2	339.0	255.7	157.2	260.9
3/7	96.8	105.4	339.0	253.1	153.9	260.9
4/7	93.0	104.2	339.0	257.1	153.0	260.9
5/7	88.4	102.5	339.0	264.1	151.0	260.9
6/7	84.4	99.9	339.0	266.9	146.2	260.9
7/7	82.8	97.8	339.0	280.0	143.4	260.9

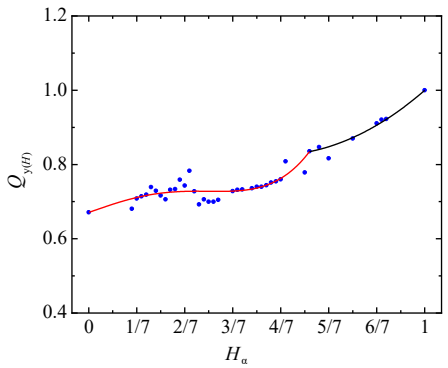


图8 $Q_{y(H)}-H_\alpha$拟合公式

Fig. 8 $Q_{y(H)}-H_\alpha$ fitting formula

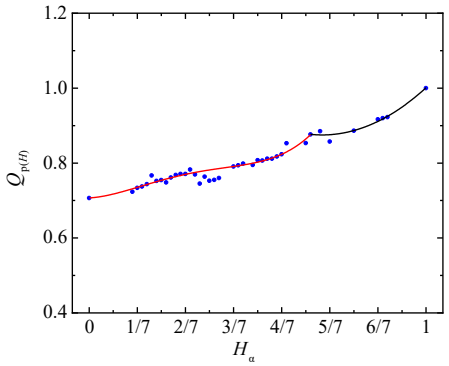


图 9　$Q_{p(H)}-H_\alpha$ 拟合公式

Fig. 9　$Q_{p(H)}-H_\alpha$ fitting formula

$$Q_{y(H)}=4.124H_\alpha^4-3.081H_\alpha^3+3.099H_\alpha^2+0.310H_\alpha+0.167 \qquad 0\leqslant H_\alpha\leqslant 138/210$$

$$Q_{y(H)}=0.880H_\alpha^2-0.978H_\alpha+1.097 \qquad 138/210<H_\alpha<1 \tag{4a}$$

$$Q_{p(H)}=4.507H_\alpha^4-5.009H_\alpha^3+1.662H_\alpha^2+0.049H_\alpha+0.707 \qquad 0\leqslant H_\alpha\leqslant 138/210$$

$$Q_{p(H)}=1.325H_\alpha^2-1.833H_\alpha+1.509 \qquad 138/210<H_\alpha<1 \tag{4b}$$

节点域发生如图 10 所示的剪切变形时，剪切角如式(5)：

$$\gamma=\left(\frac{\sqrt{H_f^2+D^2}}{2H_fD}\right)(a_1+a_2+b_1+b_2) \tag{5}$$

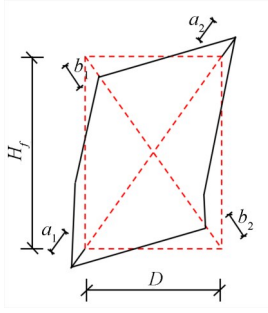


图 10　节点域变形

Fig. 10　Panel zone deformation

对节点域剪切角-梁高比散点图进行拟合，规范化后的节点域剪切角与梁高比散点图拟合结果如图 11、12 所示。图中 $\gamma_{y(h)}$、$\gamma_{p(h)}$ 分别为节点域进入屈服和全塑性阶段的剪切角。拟合算式见式(6)：

$$\gamma_{y(h)}=0.042H_\alpha^4-0.026H_\alpha^3-0.008H_\alpha^2+0.006H_\alpha+0.004 \qquad 0\leqslant H_\alpha\leqslant 138/210$$

$$\gamma_{y(h)}=0.001H_\alpha^2+0.002H_\alpha+0.003 \qquad 138/210<H_\alpha<1 \tag{6a}$$

$$\gamma_{p(h)}=0.003H_\alpha^4+0.004H_\alpha^3-0.007H_\alpha^2+0.004H_\alpha+0.007 \qquad 0\leqslant H_\alpha\leqslant 138/210$$

$$\gamma_{p(h)}=0.014H_\alpha^2-0.021H_\alpha+0.016 \qquad 138/210<H_\alpha<1 \tag{6b}$$

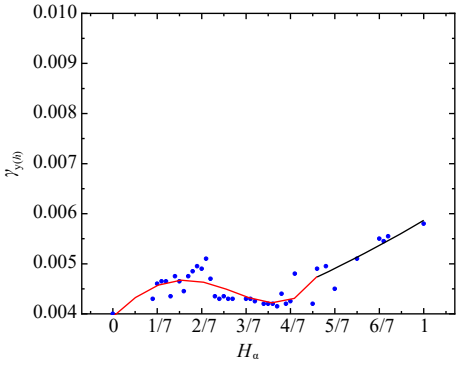


图 11　$\gamma_{y(h)}-H_\alpha$ 拟合公式

Fig. 11　$\gamma_{y(h)}-H_\alpha$ fitting formula

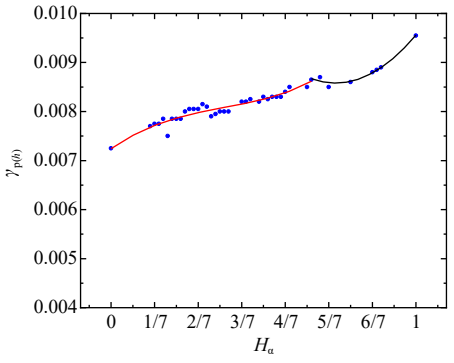


图 12　$\gamma_{p(h)}-H_\alpha$ 拟合公式

Fig. 12　$\gamma_{p(h)}-H_\alpha$ fitting formula

2　算　例

2.1　钢框架设计与建模

钢框架模型如图 13 所示，本文通过等效截面法[12-13]将节点应用于已有的框架[14]中，该框架为一榀五层三跨的平面钢框架，跨中节点处左右梁高不等，跨度为 3.5 m，层高 3 m。所在地区抗震设防烈度为 8 度，场地土按Ⅱ类，设计地震分组为第二组，结构设计使用年限为 50 年。恒荷载标准值取 10 kN/m^2，活荷载标准值取 5 kN/m^2。

本文选用基于柔度法的梁柱单元，钢材本构选取 Steel 02 Material。外环板采用“forceBeamColumn”单元[15]。异形节点域由 8 根刚性杆、转动弹簧 1、转动弹簧 2 组成，见图 14。节点域模型采用 Gupta[16]所提出的模型，采用三线性关系代表节点域剪力-剪切变形。节点域左上角、左下角和右下角采用铰接连接形式。转动弹簧 1 采用 OpenSEES 材料库中的 Hysteretic 材料，准确模拟节点域在受力

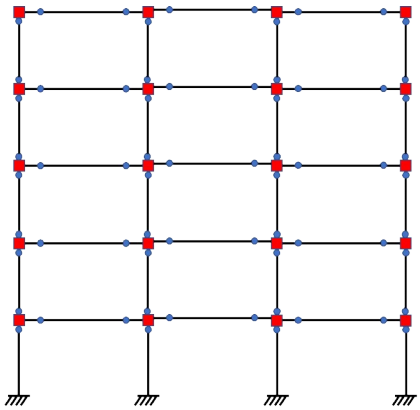


图 13 钢框架结构模型

Fig. 13 Steel frame model

过程中的剪切变形性能,其中转动弹簧剪力-剪切变形关系由式(4)得到。转动弹簧2采用Bilin模型,设置在柱端以及外环板端部模拟实际端部的转动性能。

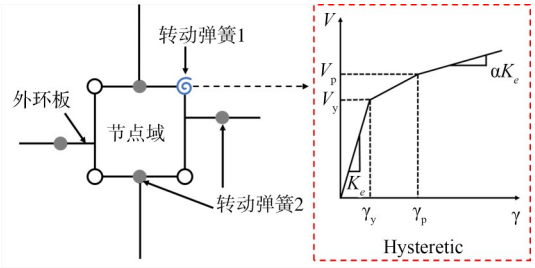


图 14 节点域模型

fig. 14 Node domain model

2.2 分析参数选取

梁柱强度比的调整对强震作用下框架结构的破坏模式有控制作用[17],梁柱线刚度比影响结构整体损伤程度和结构的内力,将梁柱线刚度比控制在合理的范围将保证结构具有良好的抗震性能[18]。本文依据梁柱强度比、线刚度比确定钢框架较矮一侧的梁高和跨度,选取梁高比和跨度比为分析参数,见表3。

表 3 分析参数

Table 3 Analysis parameters

编号	梁柱强度比	梁柱线刚度比	小梁梁高/mm	梁高比	跨度/mm	跨度比
SN-1	0.44	0.22	120	0.571	3060	
SN-2	0.45	0.22	130	0.619	3200	
SN-3	0.47	0.22	140	0.667	3340	
SN-4	0.48	0.22	150	0.714	3500	1.000
SN-5	0.50	0.22	160	0.761	3670	
SN-6	0.51	0.22	170	0.810	3860	
SN-7	0.53	0.22	180	0.857	4060	
SN-8	0.55	0.22	190	0.904	4280	
SN-9	0.56	0.22	200	0.952	4500	
SN-10	0.58	0.22	210	1.000	4800	
SN-11	0.48	0.20	150		3800	1.086
SN-12	0.48	0.21	150		3600	1.029
SN-13	0.48	0.23	150		3300	0.943
SN-14	0.48	0.24	150		3150	0.900
SN-15	0.48	0.25	150		3050	0.871

3 地震波的选取和调整

基于地震动三要素准则,本文在PEER官网上选取了12条满足需求的地震波(表4)作为时程分析的地震动输入。根据式(7)对选取的地震波进行调幅,并将原始数据调整到所需的地震动峰值加速度,使二者的地震动峰值加速度相同。震幅调整后的峰值加速度 PGA 以 0.1g 为固定增量,峰值加速度由 0.1g 增至 1.0g。

$$a'(t)=\frac{A'_{\max}}{A_{\max}}a(t) \tag{7}$$

式中:$a(t)$、$a'(t)$分别为原始和调整后的地震动加速度;$A_{\max}$、$A'_{\max}$分别为原始和调整后的地震加速度峰值。

表 4 选取的地震波

Table 4 Selected seismic wave records

编号	地震波名称	发生年份	震级	PGA/g
1	Imperial Valley-02	1940	6.95	0.28
2	Borrego	1942	6.5	0.06
3	Imperial Valley-03	1951	5.6	0.03
4	Lytle Creek	1970	5.33	0.008
5	Kern County	1952	7.36	0.16
6	Northern Calif-02	1952	5.2	0.05
7	San Fernando	1971	6.61	0.009
8	Central Calif-02	1960	5	0.02
9	San Fernando	1971	6.61	0.01
10	Parkfield	1966	6.19	0.05
11	Borrego Mtn	1968	6.63	0.02
12	Lytle Creek	1970	5.33	0.04

4 极限状态定义

结构在地震作用下会发生不同程度的破坏,根据破坏程度将其划分为多个等级,每一级的界限值称为结构破坏的极限状态。在抗震设计中,极限状态也被称为结构性能水平,指结构在地震动作用下达到预期破坏程度,结构极限状态的划分直接影响地震易损性分析的结果。根据GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》[19],将钢框架结构的破坏程度划分为5个等级,即基本完好、轻微破坏、中等破坏、严

重破坏和倒塌。其相应的极限状态定义为：正常使用 LS1、立即使用 LS2、生命安全 LS3 和防止倒塌 LS4 四个结构性能水平。以最大层间位移角 θ_{max} 为结构破坏指标，根据规范和文献[19-21]给出 4 种极限状态对应的最大层间位移角 θ_{max} 限值如表 5 所示。

表 5　震害等级划分

Table 5　Seismic damage grade classification

极限状态	θ_{max}
LS1	1/300
LS2	1/200
LS3	1/100
LS4	1/55

5　易损性分析

5.1　地震需求分析

本文以 *PGA* 作为地震动强度参数，以 θ_{max} 作为结构的地震需求参数，将梁高比和跨度作为分析参数，充分考虑地震动的随机性，并考虑节点域的剪切变形，对 15 组框架样本进行动力弹塑性时程分析，通过假定地震输入参数与地震需求参数之间服从双参数对数正态分布进行统计回归分析，从而建立起地震需求参数（$\overline{s_d}$）与地震输入参数（*IM*）之间的关系见式（8），其中 β_0，β_1 线性拟合求解值如表 6。

$$\ln(\overline{s_d}) = \beta_0 + \beta_1 \ln(IM) \tag{8}$$

表 6　β_0，β_1 线性拟合求解值

Table 6　Solution values for the linear fitting of β_0 and β_1

参数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
β_0	−3.52	−3.47	−3.39	−3.37	−3.34	−3.31	−3.26	−3.22	−3.17	−3.14	−3.37	−3.35	−3.37	−3.39	−3.42
β_1	0.99	1.00	1.04	1.04	1.05	1.04	1.04	1.01	1.00	0.98	1.04	1.04	1.04	1.03	1.10

5.2　易损性曲线生成

采用理论分析法绘制概率地震易损性曲线，根据实际震害资料绘制的经验地震易损性曲线大体服从对数正态分布，根据式（8），得易损性曲线服从对数正态分布。结构的失效概率分布函数可表示为：

$$p_f(PGA) = \phi\left[\frac{\ln(\overline{s}_d/\overline{R}_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}}\right] \tag{9}$$

式中：$p_f(PGA)$ 为结构地震需求超越某一抗震能力极限状态的概率；$\overline{R}_c$ 为结构抗震能力均值；β_d 为结构需求计算的对数标准差；β_c 为结构抗震能力计算的对数标准差。

图 15 为以梁高比为分析参数，*PGA* 为自变量，以建筑物超越极限状态的概率为因变量绘制的地震易损性曲线。图 15(a)~(d)分别为在强度逐渐增加的地震动作用下，结构响应达到 4 种极限状态的地震易损性曲线。可看出，随着地面加速度峰值 *PGA* 的增加，图 15(a)~(d)中的易损性曲线逐渐向失效概率 1 逼近，表明当地面加速度峰值增加时，结构响应增大。当 *PGA*=1*g* 时，结构达到 LS3 的失效概率为 100%，表明结构处于严重破坏和倒塌的破坏程度；极限状态 LS4 的失效概率处于 0.8~1.0 之间，表明结构超过极限状态 LS4 并进入倒塌破坏状态的概率超过了 80%。

8 度地区的多遇地震、设防地震和罕遇地震对应的 *PGA* 分别为 0.07*g*、0.2*g* 和 0.4g。当 *PGA*=0.07*g* 时，结构到达 LS1 极限状态对应的超越概率均小于 0.2，表明结构处于基本完好的概率超过 80%。当 *PGA*=0.2*g* 时，结构到达极限状态 LS2 和 LS3 对应的超越概率小于 0.8 和 0.4，表明结构有 80% 的概率超越立即使用结构极限状态，有 40% 的概率超越生命安全极限状态，结构经过修理才可以继续使用；当 *PGA*=0.4*g* 时，到达极限状态 LS4 对应的超越概率小于 0.5，表明结构在罕遇地震作用下进入倒塌的破坏状态概率超过 50%。

梁高比在 0.571~1.000 范围变化时，梁高比越小，结构超越概率越小。在到达 4 种极限状态时，梁高比为 0.571 的钢框架失效概率均最低，说明梁高比为 0.571 的钢框架可以显著降低结构的易损性，提高结构抗震性能。

图 16 为以跨度比为分析参数，*PGA* 为自变量，以建筑物超越极限状态的概率为因变量绘制的地震易损性曲线。由图可知，当跨度比在 0.871~1.086 范围内变化时，钢框架结构在达到 LS1 和 LS2 极限状态时，小梁跨度变化对结构抗震性能无显著影响，而结构响应达到 LS3 和 LS4 极限状态时，跨度为 3050 mm 的钢框架的极限状态对应的超越概率略低于其他跨度的钢框架，但影响较小。总体而言，跨度比在 0.871~1.086 范围内对结构极限状态超越概率的影响非常有限，而跨度比为 0.871 时，钢框架能够在一定程度上减少结构的易损性，但降低程度并不显著。主要原因为柱截面尺寸不变时，跨度越

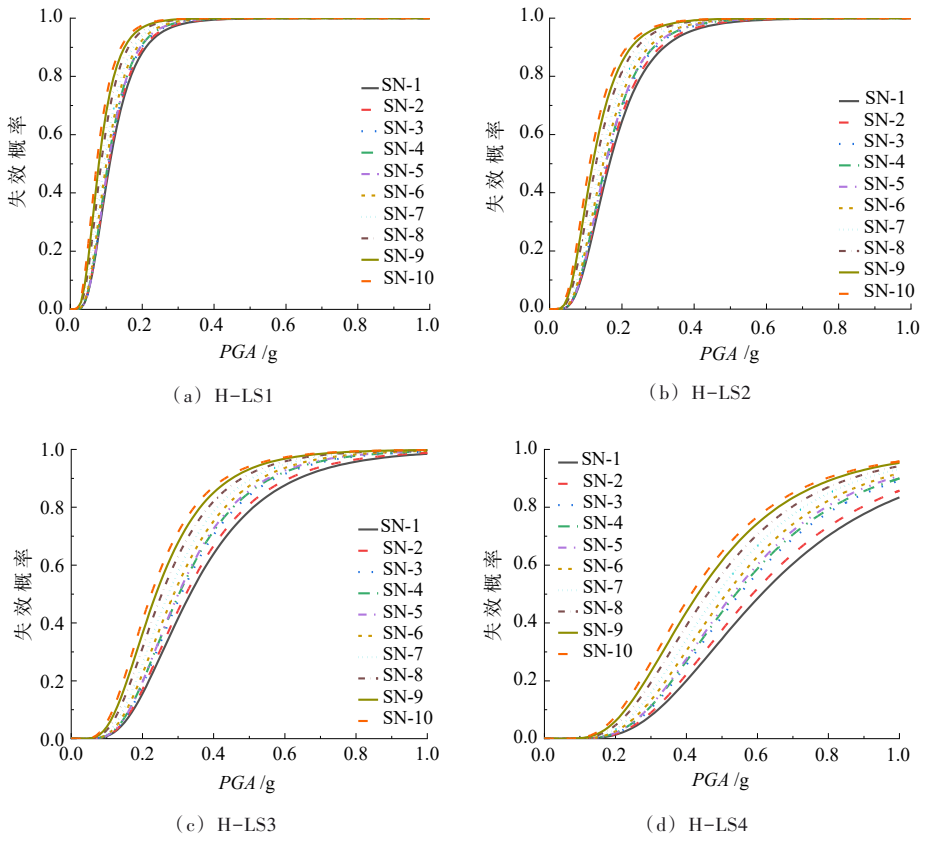


图 15 以梁高比为分析参数的易损性曲线

Fig. 15 Vulnerability curves with the beam depth ratio as the analysis parameter

小,梁柱线刚度比越大,结构的侧向刚度越大,在地震作用下侧向变形越小,结构的整体损伤越小[22-23]。综上,本文选取跨度比在0.871~1.086之间的范围作为研究对象,由于其变化范围相对较小,因此导致结构易损性差别并不明显。

6 结 论

1)当梁高比大于0.657时,节点域开始发生破坏,相反节点域处于安全状态。并以此梁高比为分界点,得到了异形节点域剪切变形性能的评价公式。

2)梁高比的变化对结构的能量吸收能力有明显影响,不同梁高比的异形节点域剪切变形能力差距明显,梁高比在0.571~1.000范围,梁高比越小对应极限状态的超越概率越小,结构抗震性能越好。

3)钢框架跨度比在0.871~1.086范围内,在地震动作用下达到极限状态的超越概率基本相同,钢框架跨度比变化对结构易损性的影响较小。

参 考 文 献

[1] MOU B, LI X, BAI Y, et al. Finite element simulations of unequal-depth panel zones in steel beam-to-tubular column joints[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162, 105702.

[2] 时庆泽. 考虑节点域性能的钢框架抗震性能研究[D]. 沈阳:沈阳建筑大学,2016.

[3] 隋伟宁,李晓敏,刘洋. 异形钢框架节点域力学性能有限元分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2020, 36(1): 19-28.

[4] 卢施灿. 基于变形性能的含左右不等高梁异型节点钢框架设计方法研究[D]. 南宁:广西大学, 2016.

[5] 孙晓静,杨锋,张海涛. 基于IDA的全钢管混凝土框架结构地震易损性研究[J]. 结构工程师,2021,37(1): 75-81.

[6] 王丹. 钢框架结构的地震易损性及概率风险分析[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2006.

[7] 薛建阳,胡宗波,彭修宁,等. 钢结构箱形柱与梁异型节点破坏机理的试验研究[J]. 建筑结构学报,2010,31(增刊1): 50-54.

[8] 胡宗波. 钢结构箱形柱与梁异型节点设计方法研究[J]. 工程力学, 2012,29(11):191-196.

[9] JORDãO S, SIMõES D S L, SIMõES R. Behaviour of welded beam-to-column joints with beams of unequal depth[J]. Journal of Constructional Steel Research,2013,91: 42-59.

[10] SUI W, DONG Z, ZHANG X, et al. Experimental study of the influence of the shear strength of panel zones on the mechanical

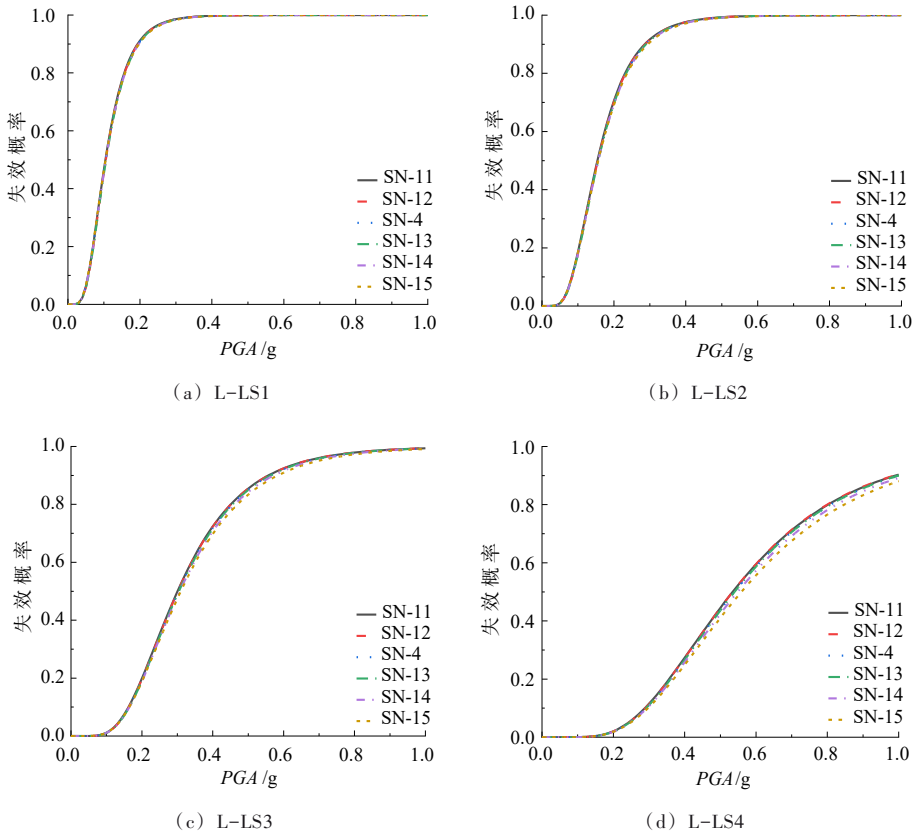


图 16　以跨度比为分析参数的易损性曲线

Fig. 16　Vulnerability curves with the span ratio as the analysis parameter

properties of steel frame structures[J]. Structures, 2022, 44: 42-57.

[11] SUI W, ZHANG Q, WANG Z. Cyclic behaviour of steel irregular tubular column panel zones[J]. Thin-Walled Structures, 2020, 154, 106901.

[12] 王勇萌. FRP增强水泥模板与混凝土复合构件的受力分析与计算[D]. 北京:北方工业大学,2015.

[13] 施浩. 钢-混凝土组合框架梁的研究与应用[D]. 武汉:武汉大学,2005.

[14] 刘世朋,刘铭劼,芦燕,等. 考虑梁柱节点转动刚度的钢框架抗连续倒塌性能研究[J]. 建筑结构,2017,47(16): 9-13.

[15] KANG L, LEON R T, LU X A. general analytical model for steel beam-to-CFT column connections in OpenSEES[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 100: 82-96.

[16] GUPTA A. Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures[M]. Palo Alto: Stanford University, 1999.

[17] 杨锴. 基于梁柱刚度比、柱梁强度比对框架结构破坏模式的影响研究[D]. 重庆:重庆大学,2015.

[18] 白国良,孙海水,李晓文,等. 基于梁柱线刚度比的型钢混凝土柱-钢梁混合框架静力弹塑性分析[J]. 建筑结构,2009,39(4):7-9.

[19] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.

[20] GE F W, TONG M N, ZHAO Y G. A structural demand model for seismic fragility analysis based on three-parameter lognormal distribution [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, 147, 106770.

[21] BAO C, MA X, LIM K S, et al. Seismic fragility analysis of steel moment-resisting frame structure with differential settlement[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, 141, 106526.

[22] 钟益村,任富栋,田家骅. 二层双跨钢筋混凝土框架弹塑性性能试验研究[J]. 建筑结构学报,1981(3):34-41.

[23] 田家骅,钟益村. 钢筋混凝土梁、柱恢复力特性的试验研究[J]. 北京工业大学学报,1980(3):37-51.