

引用本文:李 钢,张天昊,董志骞.长耗能梁-偏心支撑机制对中心支撑钢框架结构抗震性能的影响[J].建筑科学与工程学报,2020,37(3):10-17.

LI Gang, ZHANG Tian-hao, DONG Zhi-qian. Effect of Long-link EBF Mechanism on Seismic Performance of Steel CBF[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(3): 10-17.

DOI:10.19815/j.jace.2019.05058

长耗能梁-偏心支撑机制对中心支撑钢框架结构抗震性能的影响

李 钢,张天昊,董志骞

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室,辽宁 大连 116024)

摘要:为研究地震作用下人字形中心支撑钢框架结构因支撑的部分失效导致的长耗能梁-偏心支撑机制对结构抗震性能的影响,基于 ABAQUS 建立了 6 层人字形中心支撑钢框架结构数值模型,开展了增量动力分析与易损性分析,对比了考虑与不考虑长耗能梁-偏心支撑机制时结构抗倒塌性能的差异,分析了结构的损伤演化过程。结果表明:长耗能梁-偏心机制改变了结构的失效过程,抑制了薄弱层的产生与发展,对结构抗震性能具有显著影响,算例结构的倒塌富余度提高 20% 以上;梁的抗弯刚度对长耗能梁-偏心支撑机制具有一定影响,较大的刚度将不利于该机制的形成,降低了结构的抗倒塌能力;在人字形中心支撑钢框架结构体系的设计与分析中,宜考虑长耗能梁-偏心支撑机制,否则将低估结构的抗倒塌性能。

关键词:中心支撑钢框架;长耗能梁-偏心支撑机制;增量动力分析;倒塌富余度;参数分析

中图分类号:TU391

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2020)03-0010-08

Effect of Long-link EBF Mechanism on Seismic Performance of Steel CBF

LI Gang, ZHANG Tian-hao, DONG Zhi-qian

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology,
Dalian 116024, Liaoning, China)

Abstract: In order to study the effect of long-link eccentrically braced frame (EBF) mechanism caused by part of braces in chevron concentrically braced frame (CBF) failing in earthquakes on collapse resistance capacity of structure, a 6-story chevron CBF structure was built in ABAQUS. Incremental dynamic analysis (IDA) and vulnerability analysis were carried out to compare the collapse resistance capacity with and without long-link EBF mechanism, and analyzed structural damage evolutionary process. The results show that long-link EBF mechanism changes the failure process and the generation and development of weak story are controlled, which significantly affects structural seismic performance. The collapse margin ratio is raised by 20% of the numerical example models. The flexural stiffness of the beam affects long-link EBF mechanism that large stiffness goes against the formation of the mechanism and reduces collapse resistance

收稿日期:2019-08-29

基金项目:国家重点研发计划项目(2018YFD1100402);国家自然科学基金项目(51908105);

辽宁省博士科研启动基金计划项目(2019-BS-052);辽宁省“兴辽英才计划”项目(XLYC1902043)

作者简介:李 钢(1979-),男,辽宁葫芦岛人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:gli@dlut.edu.cn.

capacity. Therefore, long-link EBF mechanism should be considered in seismic design of chevron CBF, or the structural collapse capacity will be underestimated.

Key words: steel concentrically braced frame; long-link EBF mechanism; incremental dynamic analysis; collapse margin ratio; parameteric analysis

0 引言

随着中国经济的高速发展,高层建筑结构在城市中的数量日渐增加。钢结构由于其强度高、延性好、质量轻等特性被广泛应用于高层建筑结构中,中心支撑钢框架结构体系是应用最广泛的钢结构形式之一,具有良好的初始抗侧刚度。然而在强震作用下^[1-3],支撑受压易发生屈曲破坏,若结构设计不合理,支撑失效后结构剩余部分将无法继续承受地震作用,导致结构严重破坏,甚至倒塌。此外,在往复荷载作用下,中心支撑钢框架结构的被撑梁中部节点处将产生竖向不平衡力,从而降低结构的极限承载力。中国现行规范^[4-5]要求被撑梁具备承受这种竖向不平衡力的能力,但在实际工程中人字形支撑结构可能会出现不满足这一要求的情况。学者建议采用折减受压稳定承载力和放大支撑内力设计值的方法来避免人字形支撑结构发生这种情况,但是根据这种方法设计支撑架横梁会出现支撑架横梁截面过大或者柱先于梁发生失稳断裂等问题。针对上述问题,国内外学者开展了一系列研究。Khatib等^[6]在1988年提出了设置拉链柱的想法,拉链柱可以承担因支撑同时失稳所产生的竖向不平衡力,以此来保证结构的整体稳定性。于海丰等^[7-8]对设置拉链柱的中心支撑钢框架结构开展了振动台试验,并提出了支撑设计方法,建议支撑在设计时不考虑循环荷载时的强度降低系数,并按抗弯框架各层均能独立承担结构基底剪力的25%进行设计时,能够有效提高储备体系的抗震性能。童根树等^[9-10]对50个中心支撑钢框架结构算例进行了推覆分析,结果表明,被撑梁的承载力直接影响该类体系的抗侧性能,并给出了横梁加强程度与框架和支撑架抗侧承载力比值的关系式。

上述研究表明,被撑梁竖向不平衡力将显著影响结构的极限承载力和稳定性,通过设置拉链柱、增大被撑梁截面等方式可以有效提升结构的抗侧能力和稳定性。此外,这种竖向不平衡力将改变结构的受力机制,一定程度上可以提高结构的抗倒塌性能。Fukuta等^[11]对设置中等长细比人字撑的钢框架进行了试验研究,结果表现出饱满的滞回曲线和良好

的耗能能力,说明这种不平衡力提高了结构的抗倒塌能力储备。Bradley等^[12]通过对2层人字形中心支撑钢框架结构进行足尺拟静力试验发现,当某一层的单根支撑受压失效断裂后,梁中部将出现竖向不平衡力,同时形成长耗能梁-偏心支撑的受力机制,该机制可以提高结构的抗倒塌性能。Sizemore等^[13-14]在精细化数值模拟中再次验证了该受力机制的存在。董志骞^[15]指出该机制可以改变结构的失效模式,在一定程度上能够阻止结构倒塌。在中心支撑钢框架结构的抗震设计方法方面,许多学者^[16-18]开展了富有成效的研究,但未考虑长耗能梁偏心支撑受力机制对结构抗震性能的影响,其对中心支撑钢框架结构抗倒塌能力的影响程度有待进一步研究。

针对上述问题,本文以中心支撑钢框架结构为研究对象,对长耗能梁-偏心支撑受力机制开展数值模拟研究。基于增量动力分析方法,量化了该机制对结构抗倒塌性能的影响。研究被撑梁刚度不同时结构非线性反应的差异,计算不同强度地震作用下结构的倒塌概率及倒塌富余度,为中心支撑钢框架结构的抗震设计提供参考。

1 长耗能梁-偏心支撑机制

钢框架-人字形中心支撑结构由框架柱、横梁以及左右支撑组成,如图1(a)所示。地震作用下,结构受到等效水平荷载 F 的作用,并发生侧向变形,保持弹性,结构内力的传递路径如图1(b)所示,此时横梁承担轴向压力,左侧支撑受拉伸长,轴向拉力记为 T_1 ,右侧支撑受压变形,轴向压力记为 T_2 ,在小变形下,两侧支撑均处于弹性阶段,变形与受力均近似相等,即 $T_1 \approx T_2$ 。当轴向荷载 F 继续增大,右侧支撑将发生受压屈曲,而受拉支撑尚未屈服,由于支撑抗压极限强度远小于抗拉强度,因此右侧支撑承载力和刚度急剧退化,如图1(c)所示,此时 $T_1 > T_2$,两支撑在支撑交汇处 C 点形成竖向不平衡力,记为 T_0 ,由于竖向不平衡力的影响,右边横梁 CD 中开始出现剪力 V 与弯矩 M ,成为抗弯梁。当继续增大侧向荷载 F 时,右侧支撑将发生断裂、退出工作,不再提供承载力和刚度,如图1(d)所示。

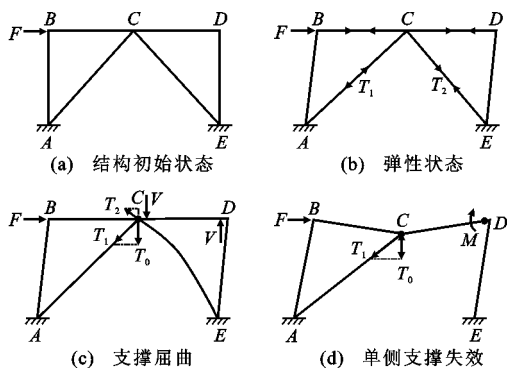


图1 长耗能梁-偏心支撑机制

Fig. 1 Long-link EBF Mechanism

被撑梁的刚度对结构抗震性能有较大影响,若梁的抗弯刚度足够大,能够抵抗单根支撑提供的竖向力,将使得梁中部不产生较大的竖向变形,且左侧支撑在后续地震作用下发生屈曲、屈服和失效断裂,形成薄弱层的失效机制,如图2所示。各国规范对于中心支撑钢框架结构的梁构件均有抗震构造要求,以往研究大多关注如何克服这种竖向不平衡力对结构的影响,例如加大梁的截面、设置拉链柱等。在梁截面增大的同时,为保证强柱弱梁的受力要求,柱截面也需相应增大,显著提高了结构的用钢量。若被撑梁的抗弯刚度较小,当1根支撑断裂失效后,在 T_0 作用下,梁无法平衡中部节点剩余支撑提供的竖向力,支撑将不再发生屈曲和屈服,如图1(d)所示,梁在节点C处将产生较大的竖向变形,形成塑性铰,此时,受拉支撑AC、左侧柱AB与左侧梁BC形成一个稳定的三角形子结构ABC,其受力机制等同于由3个杆件构成的刚片,且右侧梁CD的左右两端将形成塑性铰,消耗地震能量,此时CD段梁的受力机理与偏心支撑钢框架结构中的耗能梁段受力机理一致,形成了比较长的“耗能梁段”,因此,这种受力机制称为“长耗能梁-偏心支撑”机制。在该机制下,虽然部分支撑失效,且造成梁的永久变形,但减小了剩余支撑轴向变形,结构剩余部分作为储备体系依然能够为结构继续提供承载力和侧向刚度,具有较为可观的抗倒塌能力储备,如图3所示,同时中心支撑结构演变为偏心支撑结构的受力机制,被撑梁参与耗能,显著提高了结构的耗能能力和延性变形能力,对结构抗震性能和抗倒塌性能具有有益的效果。因此,长耗能梁-偏心支撑机制与2根支撑均失效相比,不仅能够增加结构耗能能力,还能够避免薄弱层的形成,有效提升结构的抗倒塌能力。

现有数值模拟分析和结构设计均未考虑长耗能梁-偏心支撑机制的影响,低估了结构的抗震性能与

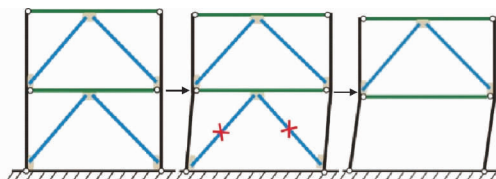


图2 普通中心支撑结构支撑失效模式

Fig. 2 Failure Mode of Ordinary CBF

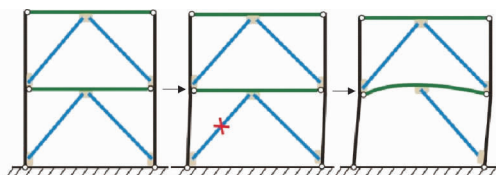


图3 长耗能梁-偏心支撑机制在结构中的应用

Fig. 3 Long-link EBF Mechanism in Structure

抗倒塌能力。该机制的产生主要与支撑(或节点)的失效承载力、梁的抗弯刚度等因素相关。当支撑长细比、宽厚比较大时,其延性较低,易发生局部受压屈曲,进而发生断裂,导致单根支撑较早地退出工作,长耗能梁-偏心支撑机制更容易出现。当被撑梁刚度较大时,梁能够抵抗支撑产生的竖向不平衡力,不会形成长耗能梁-偏心支撑机制。当梁刚度过小时,单根支撑失效后,被撑梁在剩余支撑一侧的梁段不能与支撑、柱组成稳定的“刚片”,虽然会出现长耗能梁-偏心支撑的机制,但难以充分发挥其承载力储备。

2 长耗能梁-偏心支撑机制影响分析

本文基于增量动力分析(IDA)方法对结构进行易损性分析,以此确定结构的倒塌富余度。倒塌富余度 D_{CMR} 的计算公式如下

$$D_{CMR} = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (1)$$

式中: S_{CT} 为对应50%倒塌概率的地震动强度指标; S_{MT} 为结构设计大震的地震动强度指标。

结构倒塌富余度受地震动频谱特性的影响显著。FEMA P695提出了考虑地震动谱形状效应影响的倒塌储备系数修正值 D_{ACMR}

$$D_{ACMR} = D_{CMR} F \quad (2)$$

式中: F 为谱形系数,与结构基本周期及结构延性等因素有关。

通过比较计算得出的 D_{ACMR} 值与可接受值之间的大小来评估结构的倒塌储备能力和倒塌概率是否满足要求。

2.1 模型设计

本文设计了A,B两个6层中心支撑框架模型

结构,2 个模型层高为 3.3 m,跨度均为 7.2 m。设防烈度为 7 度(0.15g,g 为重力加速度),Ⅱ类场地,地震分组为第二组。材料采用 Q235 钢,其本构模型采用双线性随动强化模型,弹性模量 $E_s=2.1\times 10^5$ MPa,泊松比为 0.3。结构平面和立面如图 4 所示,考虑楼板质量并将其等效为集中质量施加于框架梁柱交点处。构件截面尺寸见表 1。为分析长耗能梁-偏心支撑机制对结构抗震性能的影响,在 ABAQUS 中采用 Axial 连接单元来模拟支撑,当支撑的轴力超过极限承载力时,支撑失效,即不再提供承载力和刚度。在本文分析中,设置模型 A 同层左侧支撑失效力大小为右侧支撑的 95%,以此模拟不同支撑节点承载力的误差,模型 B 同层两侧支撑失效力大小相同。支撑均假定为低延性支撑体系,即达到承载力后认为支撑节点发生破坏,退出工作。

选取 FEMA P695 推荐的 20 条远场地震波,具体地震波信息见表 2,将以上 20 条地震波按照一定比例系数调整为多个强度的地震记录,加速度幅值分别为 0.1g,0.125g,0.22g,0.31g,0.40g,0.51g,0.62g,0.7g,0.75g,0.8g,采用调幅后的地震波对 2 个模型进行弹塑性时程分析,提取每个幅值下结构的最大层间位移角 θ_{\max} 。

2.2 结构损伤演化过程

图 5,6 给出了 GM11(加速度峰值为 0.62g)作用下 2 个模型结构的顶点位移与梁中部位移时程曲线。图 5,6 中圆圈代表该时刻有支撑发生失效,圆点代表出现塑性铰,梁中部竖向位移是指各楼层的被撑梁中部节点位置的竖向位移。模型 A 在 $t=9.99$ s 时 5 层左侧支撑失效,同时被撑梁立刻形成耗能梁,随后发生竖向变形。之后,在楼层 1,6,4,2 先后出现左侧支撑失效,均形成耗能梁段并在梁中部发生竖向变形,此后其余支撑不再失效,结构在 16.87 s 时 2 层层间侧移角达到 1/40。与其余层相比,1,2 层的被撑梁竖向变形更大,起到了显著的耗

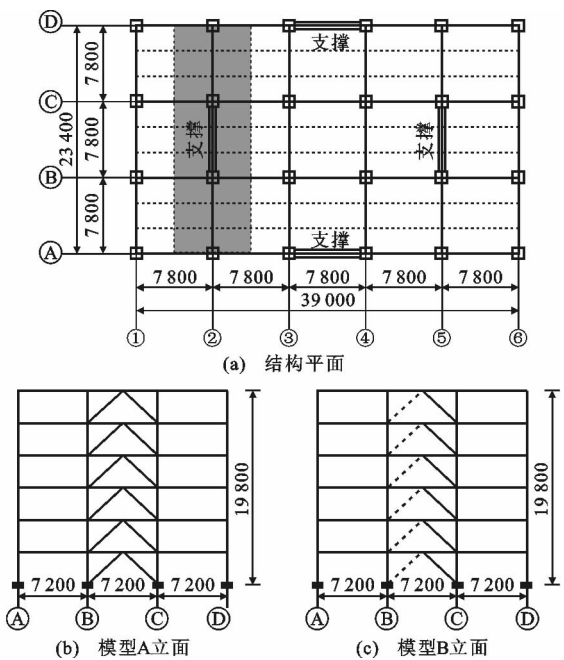


图 4 结构模型(单位:mm)

Fig. 4 Structural Model (Unit:mm)

能作用。在长耗能梁-偏心支撑机制下,充分发挥了结构剩余储备体系的作用,既保证了结构具有足够的抗侧承载力,又耗散了地震输入能量。与模型 A 相比,模型 B 出现了显著的薄弱层失效机制。在 10.65 s 时,模型 B 的 1 层两侧支撑同时超过极限承载力后失效,柱底出现塑性铰,形成薄弱层。随后在楼层 6,5,4 先后出现两侧支撑同时失效,结构在 18.79 s 时底层层间侧移角超过 1/20,整个过程中,塑性铰只出现在柱上,最终导致模型 B 从底层倒塌。支撑失效后,被撑梁几乎无竖向变形,梁未参与耗能,结构剩余部分未能充分发挥储备能力。

2.3 结构易损性分析

结构抗倒塌易损性分析需要选用合适的地震动强度指标。本文后续内容选用以结构第一周期 T_1 谱加速度 $S_a(T_1)$ 作为地面运动强度指标。根据计算结果绘制出 $S_a(T_1)-\theta_{\max}$ 曲线,如图 7 所示。模型

表 1 构件截面尺寸

Tab. 1 Section Dimensions of Members

楼层	框架柱尺寸	框架梁尺寸	被撑梁尺寸	支撑截面尺寸	支撑失效力/kN	
					95%失效力	100%失效力
1	□350×20	H350×150×15×15	H400×300×20×20	H200×200×14×16	1 245	1 310
2	□350×20	H350×150×15×15	H400×300×20×20	H200×200×14×14	1 163	1 225
3	□350×15	H350×150×15×15	H400×300×20×20	H200×200×12×14	1 099	1 157
4	□350×15	H350×150×15×15	H350×200×20×20	H180×180×12×14	929	977
5	□350×15	H350×150×15×15	H350×200×20×20	H180×180×12×12	718	756
6	□350×15	H350×150×15×15	H350×200×20×20	H160×160×12×12	562	592

表 2 地震波汇总

Tab.2 Summary of Earthquake Waves

地震波编号	年份	地震名称	地震波	震级	加速度峰值/($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)
GM1	1994	Northridge	Beverly Hills Mulhol	6.7	0.44
GM2	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	6.7	0.40
GM3	1999	Duzce, Turkey	Bolu	7.1	0.73
GM4	1999	Hector Mine	Hector	7.1	0.26
GM5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	6.5	0.36
GM6	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	6.9	0.48
GM7	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	6.9	0.22
GM8	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	7.5	0.31
GM9	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	7.5	0.21
GM10	1992	Landers	Yermo Fire Station	7.3	0.24
GM11	1992	Landers	Coolwater	7.3	0.28
GM12	1989	Loma Prieta	Capitola	6.9	0.51
GM13	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	6.9	0.55
GM14	1990	Manjil, Iran	Abbar	7.4	0.51
GM15	1987	Superstition Hills	ElCentro Imp. co	6.5	0.35
GM16	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	6.5	0.47
GM17	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Over pass	7.0	0.37
GM18	1999	Chi-Chi	CHY101	7.6	0.33
GM19	1999	Chi-Chi	TCU045	7.6	0.47
GM20	1971	San Fernando	LA-Hollywood Stor	6.6	0.22

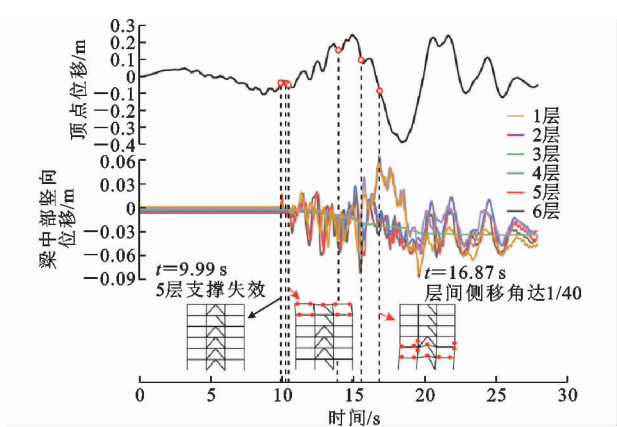


图 5 模型 A 时程分析结果

Fig.5 Time History Analysis Result of Model A

A 中 50%倒塌概率对应的谱加速度中值为 0.64g, 模型 B 中 50%倒塌概率对应的谱加速度中值为 0.55g。模型 A 具有更好的抗倒塌能力。

由《建筑抗震设计规范》^[4]可知, $S_{MT} = \alpha(T_1)_d g$, $\alpha(T_1)_d$ 为结构自振周期 T_1 对应的罕遇水平地震影响系数。算例模型结构的基本周期均为 0.86 s, $\alpha(T_1)_d = 0.234$ 。中国发生的多次大震中, 极震区及其周边区域的实际地震烈度往往比设防烈度大得多, 因此本算例不仅分析了 7 度(0.15g)罕遇地震作用下结构的倒塌富余度, 还计算了 8 度罕

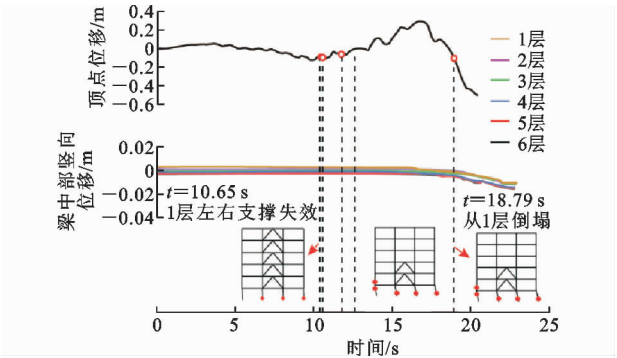


图 6 模型 B 时程分析结果

Fig.6 Time History Analysis Result of Model B

遇地震作用下的抗倒塌能力, 计算得到 8 度时 $\alpha(T_1)_d = 0.418$ 。由公式(1)可得:

7 度罕遇地震下

$$D_{CMR} = \begin{cases} 0.64g / (0.234g) = 2.73 (\text{模型 A}) \\ 0.55g / (0.234g) = 2.35 (\text{模型 B}) \end{cases}$$

8 度罕遇地震下

$$D_{CMR} = \begin{cases} 0.64g / (0.418g) = 1.53 (\text{模型 A}) \\ 0.55g / (0.418g) = 1.32 (\text{模型 B}) \end{cases}$$

以地震动强度为自变量, 将不同地震动强度下结构倒塌概率的离散点按照对数正态分布模型进行参数拟合, 得到该地震动作用下结构的倒塌概率曲线, 即结构的易损性曲线, 如图 8 所示。

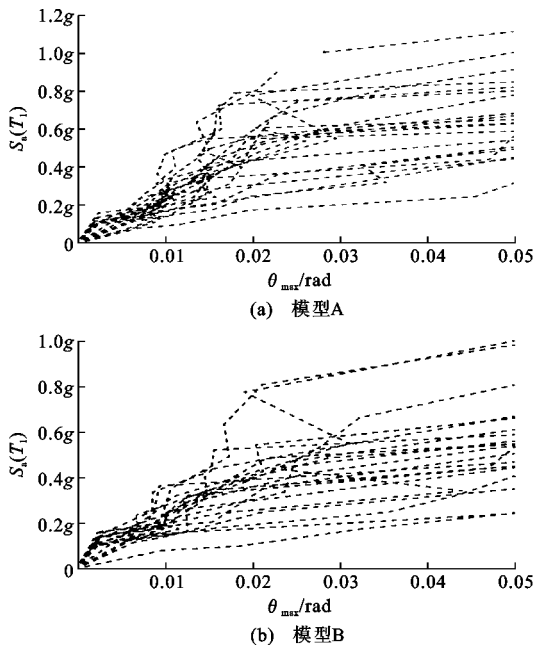


图 7 IDA 曲线
Fig. 7 IDA Curve

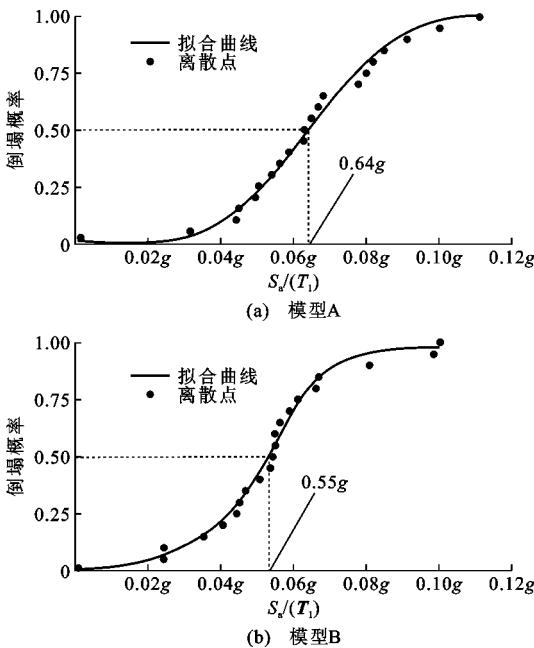


图 8 结构易损性曲线

Fig. 8 Vulnerability Curve of Structure

根据结构基本周期 0.86 s 可知:模型 A 的谱形系数为 1.33,模型 B 的谱形系数为 1.28。根据公式 (2) 可得:

7 度罕遇地震下

$$D_{ACMR} = \begin{cases} 2.73 \times 1.33 = 3.63 (\text{模型 A}) \\ 2.35 \times 1.28 = 3.01 (\text{模型 B}) \end{cases}$$

8 度罕遇地震下

$$D_{ACMR} = \begin{cases} 1.53 \times 1.33 = 2.03 (\text{模型 A}) \\ 1.32 \times 1.28 = 1.69 (\text{模型 B}) \end{cases}$$

为考虑参数不确定性对 D_{ACMR} 值的影响,取综合不确定性系数 $\beta_{TOT}=0.8$,表 3 为各倒塌概率下可接受的 D_{ACMR} 值^[19],表 4 为 D_{ACMR} 值参数汇总。

表 3 D_{ACMR} 可接受值

Tab. 3 Allowed Value of D_{ACMR}

倒塌概率/%	5	10	20	25
D_{ACMR}	3.73	2.79	1.96	1.72

表 4 D_{ACMR} 值参数汇总

Tab. 4 D_{ACMR} Parameter Summary

模型编号		A	B
倒塌中值强度		0.64g	0.55g
7 度罕遇地震	D_{CMR}	2.73	2.35
	D_{ACMR}	3.63	3.01
	富余系数	1.67	1.05
8 度罕遇地震	D_{CMR}	1.53	1.32
	D_{ACMR}	2.03	1.69
	富余系数	0.07	-0.27

从表 3,4 可得:

(1)在 7 度罕遇地震下,2 个模型的 D_{ACMR} 值均大于 2.79(小于 10%倒塌概率),均具有良好的抗倒塌能力。

(2)模型 A 的抗倒塌富余度是模型 B 的 1.2 倍,具有更高的富余系数,该值越大则抗地震倒塌能力越强,倒塌概率越低,结构安全储备越大。

(3)在 8 度罕遇地震下,两模型的抗倒塌能力相差更大。 D_{ACMR} (模型 A) >1.96 (规范) $>D_{ACMR}$ (模型 B),模型 A 满足规范要求,模型 B 不满足抗震要求。

2.4 梁抗弯刚度对结构抗倒塌性能的影响

梁作为长耗能梁-偏心支撑机制中主要的耗能构件,其刚度成为影响抗震性能的重要参数。加强梁的刚度可以抵御竖向不平衡力,但不利于耗能梁的出现。为分析梁刚度的影响,本文建立模型 C,将梁的截面面积调整为模型 A 的 1/2,此时梁的刚度约为模型 A 的 1/3。对模型 C 进行增量动力分析。图 9 为模型 C 时程分析结果。

从时程分析结果可以看出,模型 C 的 2,3,4,5 层左侧支撑失效,均出现长耗能梁-偏心支撑机制,其中 6,1 层两侧支撑同时失效。模型产生的塑性铰较为均匀,形成长耗能梁-偏心支撑机制的楼层梁均出现了明显的竖向变形。最终结构在 18.04 s 时,1 层柱底形成大量的塑性铰,因薄弱层失效机制发生倒塌。

模型 C 与模型 A 相比,耗能梁的变形更加明显,出现长耗能梁-偏心支撑机制的楼层更多,充分发挥了梁的耗能能力,但由于梁的刚度过小,导致结

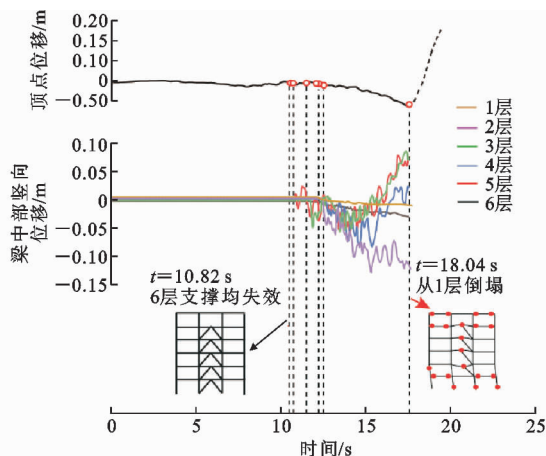


图9 模型C时程分析结果

Fig. 9 Time History Analysis Result of Model C

构抗侧能力不足,最终发生倒塌。图10为模型C的IDA曲线。从模型C的IDA曲线簇中可以看出,该结构倒塌所对应的谱加速度较为集中,抗倒塌性能相比模型A,B有所下降。图11为模型C的易损性曲线。可以看出,相比其他2种结构,模型C的易损性曲线更陡,在相同的谱加速度情况下,倒塌概率更高。

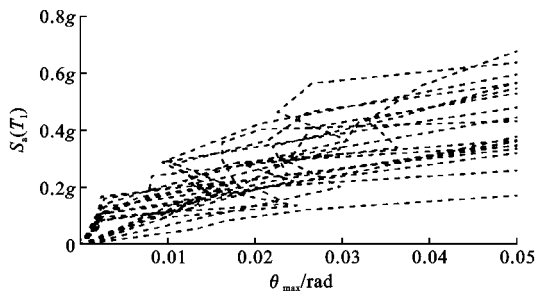


图10 模型C的IDA曲线

Fig. 10 IDA Curves of Model C

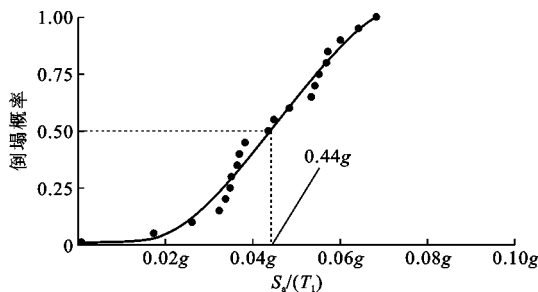


图11 模型C易损性曲线

Fig. 11 Vulnerability Curve of Model C

模型C中50%倒塌概率对应的谱加速度中值为0.44g,该结构的基本周期为0.86s,7度罕遇地震下 $\alpha(T_1)_d=0.216$,8度罕遇地震作用下 $\alpha(T_1)_d=0.389$ 。由公式(1)可得:

7度罕遇地震下

$$D_{\text{CMR}}=0.44g/(0.216g)=2.04$$

$$D_{\text{ACMR}}=D_{\text{CMR}}F=2.61$$

8度罕遇地震下

$$D_{\text{CMR}}=0.44g/(0.418g)=1.05$$

$$D_{\text{ACMR}}=D_{\text{CMR}}F=1.34<1.96(\text{不满足要求})$$

由此可得,7度罕遇地震下: $D_{\text{ACMR}}(\text{模型A})>$

$D_{\text{ACMR}}(\text{模型A})>D_{\text{ACMR}}(\text{模型C})>1.96$,模型C的抗倒塌能力最弱,但仍满足在罕遇地震作用下的抗震性能要求。因此,被撑梁刚度越小,结构越容易出现长耗能梁-偏心支撑机制,但当梁抗弯刚度过小时,被撑梁中部将发生较大的竖向变形,降低结构储备体系的抗侧刚度,易发生倒塌。设计时宜选择抗弯刚度适中的被撑梁,以保证结构在发生长耗能梁-偏心支撑机制后具有足够的抗侧能力和抗倒塌能力。

3 结语

(1)长耗能梁-偏心支撑机制有利于结构的抗倒塌性能。本文算例表明,该机制通过改变中心支撑钢框架模型的失效模式,结构抗倒塌冗余度提升了20%。

(2)降低梁的刚度有利于长耗能梁-偏心支撑机制的出现,但是当横梁刚度过小时,横梁易产生较大竖向变形,引起柱发生侧向变形,导致结构倒塌。结构抗震设计时宜采用抗弯刚度适中的被撑梁,以保证结构在发生长耗能梁-偏心支撑机制后具有足够的抗侧能力和抗倒塌能力。

(3)本文主要分析了长耗能梁-偏心支撑机制对结构抗倒塌性能的影响,但在形成该机制之后,对于耗能梁的耗能能力、累积的塑性变形等方面未加探究。今后可对该类结构在耗能梁段断裂后对结构抗倒塌性能的影响开展进一步的研究工作。

参考文献:

References:

- [1] 黄炳生. 日本神户地震中建筑钢结构的震害及启示[J]. 建筑结构, 2000, 30(9): 24-25.
HUANG Bing-sheng. The Damage and Enlightenment of Steel Structure Building in Kobe Earthquake in Japan[J]. Building Structure, 2000, 30(9): 24-25.
- [2] 刘洪波, 谢礼立, 邵永松. 钢框架结构的震害及其原因[J]. 世界地震工程, 2006, 22(4): 47-51.
LIU Hong-bo, XIE Li-li, SHAO Yong-song. The Earthquake Damage of Steel Frame Buildings and the

- Causes of Brittle Fracture[J]. World Earthquake Engineering, 2006, 22(4): 47-51.
- [3] MAHIN S A. Lessons from Damage to Steel Buildings During the Northridge Earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4/5/6): 261-270.
- [4] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [5] JGJ 99—98, 高层民用建筑钢结构技术规程[S].
JGJ 99—98, Technical Specification for Steel Structure of Tall Buildings[S].
- [6] KHATIB I F, MARIN S A, PISITER K S. Seismic Behavior of Concentrically Brace Steel Frames[R]. Berkeley: University of California, 1988.
- [7] 王天涯, 于海丰, 张 岩. 拉链柱式中心支撑钢框架支撑设计方法研究[J]. 河北科技大学学报, 2014, 35(5): 466-472.
WANG Tian-ya, YU Hai-feng, ZHANG Yan. Study of Brace Design Method for the Zipper Frames of Zipper Struts[J]. Journal of Hebei University of Science and Technology, 2014, 35(5): 466-472.
- [8] 于海丰, 张 岩, 张文元, 等. 拉链柱支撑钢框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(2): 55-62.
YU Hai-feng, ZHANG Yan, ZHANG Wen-yuan, et al. Shaking Table Test of Zipper Frames[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 55-62.
- [9] 童根树, 张 磊, 罗桂发, 等. 一种免承重力钢框架支撑体系[J]. 钢结构, 2009, 24(增): 237-241.
TONG Gen-shu, ZHANG Lei, LUO Gui-fa, et al. Steel Bracing Systems Without Stresses Induced by Gravity Loads [J]. Steel Construction Supplement, 2009, 24(S): 237-241.
- [10] 童根树, 罗桂发, 张 磊. 横梁未加强型人字撑框架体系的抗侧性能[J]. 工程力学, 2011, 28(8): 89-98.
TONG Gen-shu, LUO Gui-fa, ZHANG Lei. Lateral Resistance of Chevron-braced Frames with Weak Beams[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(8): 89-98.
- [11] FUKUTA T, NISHIYAMA I, YAMANOUCHI H, et al. Seismic Performance of Steel Frames with Inverted V Braces[J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(8): 2016-2028.
- [12] BRADLEY C R, FAHNESTOCK L A, HINES E M, et al. Full-scale Cyclic Testing of Low-ductility Concentrically Braced Frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(6): 04017029.
- [13] SIZEMORE J G, FAHNESTOCK L A, HINES E M, et al. Parametric Study of Low-ductility Concentrically Braced Frames Under Cyclic Static Loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(6): 04017032.
- [14] SIZEMORE J, FAHNESTOCK L A, HINES E M. Seismic Performance Assessment of Low-ductility Concentrically Braced Frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2019, 145(4): 04019016.
- [15] 董志骞. 基于能力储备的中心支撑钢框架结构抗震性能研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2018.
DONG Zhi-qian. Seismic Performance Evaluation of Steel Concentrically Braced Frames Based on Reserve Capacity[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2018.
- [16] 宋 彬, 顾 强. 近场地震下人字形中心支撑钢框架基于能量的性态设计方法[J]. 苏州科技学院学报: 工程技术版, 2015, 28(4): 24-29.
SONG Bin, GU Qiang. Energy-based Seismic Design of Chevron Concentrically Braced Steel Frames Under the Near-field Earthquake[J]. Journal of Suzhou University of Science and Technology: Engineering and Technology, 2015, 28(4): 24-29.
- [17] 顾 强, 孙国华. 基于能量的钢结构抗震性态设计研究进展[J]. 苏州科技学院学报: 工程技术版, 2015, 28(1): 1-17.
GU Qiang, SUN Guo-hua. Energy-based Seismic Design of Steel Structure: State of Development [J]. Journal of Suzhou University of Science and Technology: Engineering and Technology, 2015, 28(1): 1-17.
- [18] 叶列平, 程光煜, 曲 哲, 等. 基于能量抗震设计方法研究及其在钢支撑框架结构中的应用[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(11): 36-45.
YE Lie-ping, CHENG Guang-yu, QU Zhe, et al. Study on Energy-based Seismic Design Method and Application on Steel Braced Frame Structures[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(11): 36-45.
- [19] FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors[S].