

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2016.04.014



Y形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能

连鸣, 苏明周

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055)

摘要:在Y形偏心支撑高强钢框架结构抗震性振动台试验的基础上,建立了试验试件的有限元模型,并验证了分析的正确性。设计了一个9层的Y形偏心支撑高强钢框架结构,以耗能梁段长度、耗能梁段腹板高厚比、高跨比为参数,对9层结构进行了非线性动力时程分析,研究了以上参数对结构抗震性能的影响。研究表明,改变耗能梁段长度、高跨比对结构层间侧移、耗能梁段性能、框架柱弯矩、耗能能力均有不同程度的影响,对框架柱轴力、基底剪力无显著影响;改变耗能梁段腹板高厚比对结构耗能能力有影响,对结构层间侧移、耗能梁段性能、框架柱受力、基底剪力无显著影响,并给出了相关设计建议。

关键词:高强钢;偏心支撑框架;有限元;时程分析;抗震性能

中图分类号:TU392.5 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2016)04-0086-10

Finite element analysis on seismic performance of high strength steel frames with Y-type eccentrically braces

Lian Ming, Su Mingzhou

(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: The finite element models of test specimen were established after the shake table test of high strength steel frames with Y-type eccentrically braces (Y-HSS-EBF). A 9-story Y-HSS-EBF structure was designed and nonlinear time history analysis were conducted to study the influence of link length, link web ratio of height to thickness and ratio of depth to span to seismic performance of 9-story Y-HSS-EBFs. Results indicated that different link length and ratio of depth to span had different influence to the interstory displacement, seismic performance of link, column moment and energy dissipation capacity, but slight influence to column axial force and base shear force. Different link web ratio of height to thickness had different influence to energy dissipation capacity, but slight influence to interstory displacement, seismic performance of link, column force and base shear force. Finally, some recommendations for engineering design were given based on the analysis.

Keywords: high strength steel; eccentrically braced frame; finite element; time history analysis; seismic performance

收稿日期:2015-12-20

基金项目:国家自然科学基金(51178382)

作者简介:连鸣(1987-),男,博士,主要从事新型钢结构体系抗震性能及设计方法研究,(E-mail) lianming0821@163.com。

Received:2016-12-20

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 51178382)

Author brief: Lian Ming (1987-), PhD, main research interests: seismic performance and design methods of steel structures, (E-mail) lianming0821@163.com.

偏心支撑框架结构很好地结合了中心支撑框架结构的刚度和框架结构的延性,是一种优良的抗震结构体系^[1-6]。近几年,新的生产工艺使钢材的强度和加工性能显著提升,且相应的焊接材料和焊接工艺已逐渐成熟,使高强度钢材已大量用于桥梁结构^[7-8],并逐渐在建筑结构领域得到应用^[9]。

Y形偏心支撑高强钢框架结构的耗能梁段耗能梁段和支撑采用屈服点较低且延性较好的钢材(如 Q235 钢、Q345 钢),其余构件采用高强钢(如 Q460 钢、Q690 钢),在地震作用下,耗能梁段能够充分发展塑性进行耗能,框架梁、柱由于采用高强钢,仍保持弹性或部分进入塑性,从而保证结构达到抗震设防的目标,并且采用高强度钢材可有效减小构件截面尺寸,节约钢材,降低造价。目前,课题组已完成了单层单跨 K 形和 Y 形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能拟静力试验研究^[10-11]及滞回性能数值分析^[12-14];对 3 层 K 形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能进行了拟静力试验研究^[15];对 3 层 Y 形偏心支撑高强钢框架结构的抗震性能进行了振动台试验研究^[16]。

本文在 Y 形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能振动台试验的基础上,采用 ABAQUS 建立试验试件有限元模型,然后设计了一个 9 层 Y 形偏心支撑高强钢框架结构,以耗能梁段长度、耗能梁段腹板高厚比、高跨比为参数,对 9 层结构有限元模型进行了非线性时程分析,研究了不同参数对结构抗震性能的影响,并给出相关设计建议,为工程设计提供参考。

1 试验概况及有限元模型

1.1 试验试件

由于文献^[16]模型试件试验效果一般,因此,重新设计耗能梁段,并在原试件的基础上替换原耗能梁段。新设计的耗能梁段长度为 350 mm,选取 Q235 钢,钢材的力学性能参数见表 1,截面尺寸见表 2。将原耗能梁段替换后的试验模型试件见图 1,除耗能梁段不同外,其余均与文献^[16]模型试件相同。

表 1 Q235 钢性能参数

Table 1 Mechanical properties of steel

钢材	厚度 <i>t</i> /mm	屈服强度 <i>f_y</i> /MPa	抗拉强度 <i>f_u</i> /MPa	弹性模量 <i>E</i> / 10 ⁵ MPa	伸长率 <i>δ</i> /%
Q235	3	283.1	397.1	2.14	31.57
Q235	4	271.9	402.1	2.17	31.83
Q235	8	276.7	421.1	2.18	32.18

表 2 耗能梁段截面尺寸

Table 2 Size of links

楼层	耗能梁段截面
1	H125×70×4×8
2	H100×70×4×8
3	H80×70×3×8



图 1 耗能梁段替换后的模型试件

Fig. 1 The test model with redesigned links

1.2 试验加载及工况

加速度和位移传感器布置、试验工况及地震波输入顺序同文献^[16]。为得到模型各构件的动应变反应,对应变片布置进行了修改,如图 2 所示。

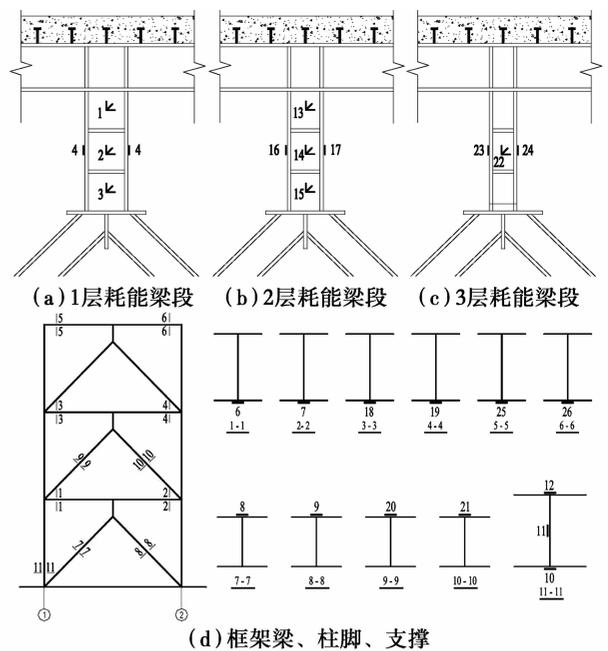


图 2 应变布置

Fig. 2 Layout of strain gauges

1.3 有限元模型

为保证弹塑性分析的正确性,采用 ABAQUS 建立试验试件的有限元模型进行验证分析。耗能梁段采用壳单元,支撑、框架梁、柱采用梁单元,通过 MPC 约束使梁单元与壳单元建立连接;对几何模型

进行结构化网格划分,塑性变形较大的耗能梁段处的网格进行加密;约束模型柱脚所有自由度以模拟试件柱脚和底座的刚接;钢材的力学性能参数采用单向拉伸试验实测值,材料本构选择考虑包辛格效应的双线性随动强化应力-应变关系。试件有限元模型及耗能梁段网格划分如图 3 所示。

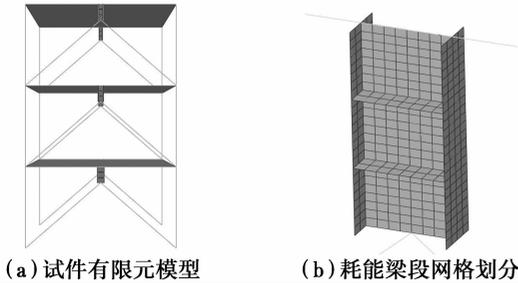


图 3 有限元模型及网格划分

Fig. 3 The finite element model

1.4 试验结果与有限元计算结果

表 3 和表 4 分别给出了试验试件在 8 度和 9 度罕遇地震水准各地震波下的加速度和位移试验实测值与有限元计算值的比较。对比可知,除个别工况的误差大于 20% 以外,绝大多数工况的有限元计算结果与试验结果比较接近。

图 4 为试件在 Taft 波作用下各测点应变化规律(相对应变是指实测应变与屈服应变的比值),由图可知,罕遇地震作用下耗能梁段进入塑性,而支撑、框架梁、柱仍处于弹性。图 5 为 8 度罕遇 Taft 波下耗能梁段应力云图,图中耗能梁段腹板均已超过屈服应力,各层耗能梁段腹板和翼缘应力云图所反映出的耗能梁段受力状态与试验比较接近。

总体上讲,有限元计算结果与试验结果比较接近,可用于进行本文的弹塑性有限元分析。

表 3 有限元计算最大加速度与试验结果比较

Table 3 Acceleration response comparisons of analysis and test results

地震波	工况	2层加速度			3层加速度			屋面加速度		
		分析/g	实测/g	分析/实测	分析/g	实测/g	分析/实测	分析/g	实测/g	分析/实测
El Centro 波	8度罕遇	0.71	0.68	1.04	0.81	0.79	1.02	1.27	1.35	0.94
	9度罕遇	0.87	0.92	0.95	0.97	0.98	0.99	1.32	1.84	0.72
Taft 波	8度罕遇	0.79	0.86	0.92	0.85	0.93	0.91	1.34	1.57	0.86
	9度罕遇	1.18	1.15	1.02	1.33	1.17	1.13	1.69	2.20	0.77
兰州波	8度罕遇	0.73	0.80	0.92	0.81	0.90	0.90	0.95	0.99	0.96
	9度罕遇	0.85	1.04	0.82	0.96	1.13	0.85	1.18	1.48	0.80

表 4 有限元计算最大相对位移与试验结果比较

Table 4 Displacement response comparisons of analysis and test results

地震波	工况	2层相对位移			3层相对位移			屋面相对位移		
		分析/mm	实测/mm	分析/实测	分析/mm	实测/mm	分析/实测	分析/mm	实测/mm	分析/实测
El Centro 波	8度罕遇	4.91	5.04	0.97	7.05	7.46	0.95	10.74	11.90	0.90
	9度罕遇	6.74	7.97	0.85	9.73	10.79	0.90	13.96	18.77	0.74
Taft 波	8度罕遇	5.36	5.82	0.92	8.87	9.49	0.93	15.07	17.34	0.87
	9度罕遇	6.91	7.25	0.95	10.78	11.82	0.91	17.56	24.27	0.72
兰州波	8度罕遇	4.01	4.27	0.94	5.26	5.72	0.92	8.83	9.30	0.95
	9度罕遇	4.93	5.82	0.85	6.69	7.95	0.84	10.86	14.50	0.75

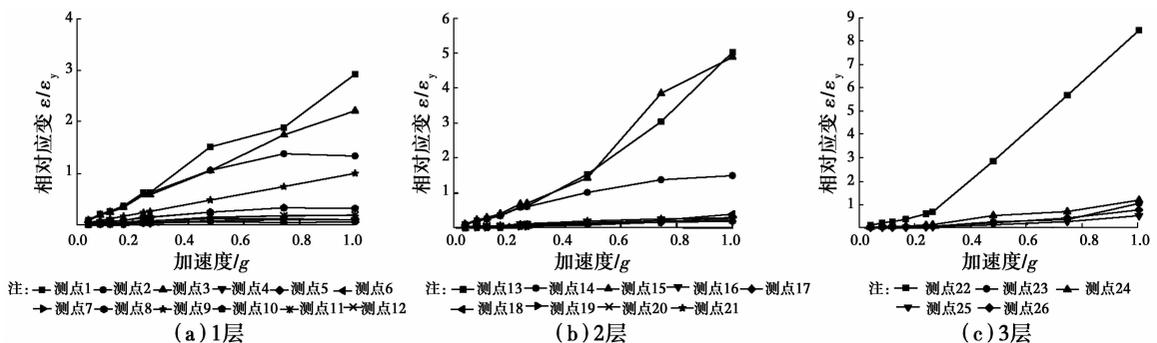


图 4 试件在 Taft 波作用下的应变规律

Fig. 4 Strain responses of test model during Taft wave

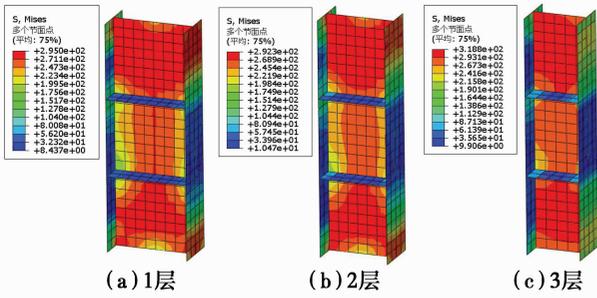


图 5 8 度罕遇地震作用下耗能梁段应力云图

Fig. 5 Stress response of links during level eight rare earthquakes

2 结构设计与有限元模型

2.1 结构设计

设计了一个 9 层 Y 形偏心支撑高强钢框架结构,层高均为 3.6 m, X 方向 3 跨, Y 方向 3 跨,支撑跨跨度为 5.65 m,非支撑跨跨度为 7.2 m,结构平面、立面布置如图 6 所示。设计条件:抗震设防烈度为 8 度(0.2g),设计地震分组为第 1 组, II 类场地。

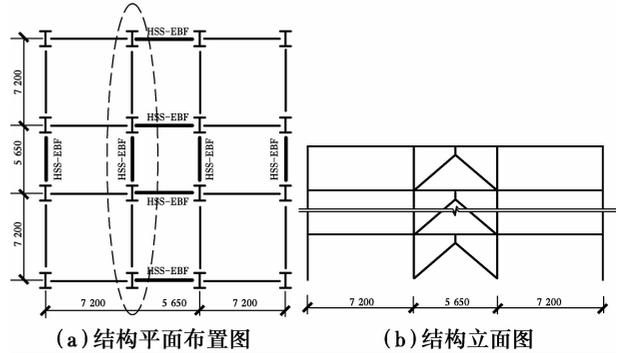


图 6 结构布置图

Fig. 6 Dimensions of the structure

表 5 算例构件截面尺寸

Table 5 Sizes of structural members

楼层	边跨柱截面	中间跨柱截面	边跨梁截面	中间跨梁截面	耗能梁段截面	支撑截面
1~3	H420×420×20×25	H500×500×25×30	H400×200×16×20	H400×200×16×20	H360×200×12×20	H250×200×12×20
4~6	H350×350×16×20	H400×400×25×30	H340×200×16×20	H340×200×16×20	H360×200×12×20	H220×200×12×20
7~9	H270×270×16×20	H290×290×16×20	H280×200×16×20	H280×200×16×20	H360×200×12×20	H200×200×12×16

2.2 有限元模型

选取 9 层结构中带有 Y 形偏心支撑的一榀框架(如图 6(a)所示)并建立其 ABAQUS 有限元模型,该有限元模型的建立方式与上文试验试件有限元模型相同,除此之外,需约束框架梁平面外自由度以考虑楼板和次梁的约束。钢材屈服强度使用名义值,材料本构关系同上文试验试件有限元模型,切线模量 $E_t = 0.01E$ 。钢材的弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5$ MPa,泊松比 $\nu = 0.3$ 。

3 影响参数与地震波选取

3.1 影响参数选取

为研究不同参数对 Y 形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能的影响,选取耗能梁段长度(YA 系列模型)、耗能梁段腹板高厚比(YB 系列模型)、高跨比(YC 系列模型)作为参数,并对结构进行非线性动力时程分析。

结构的耗能梁段和支撑采用 Q345 钢,其余构件采用 Q460 钢。构件均为焊接 H 型钢,耗能梁段均为剪切屈服型,长度为 700 mm,选用 C30 现浇楼板,厚 160 mm,墙体采用普通砖墙。楼面恒荷载取 5 kN/m^2 (含楼板自重),活荷载取 2 kN/m^2 ,屋面恒荷载取 5.625 kN/m^2 (含屋面板自重),上人屋面活荷载取 2 kN/m^2 ,雪荷载取 0.325 kN/m^2 。结构构件截面尺寸见表 5。

3.1.1 YA 系列模型 YA 系列模型除变化耗能梁段长度外,其余参数均保持不变。由于剪切屈服型耗能梁段的受力性能优于弯曲屈服型,因此, YA 系列模型的耗能梁段均为剪切屈服型,模型编号及相应耗能梁段长度见表 6,其中 e 、 V_p 和 M_p 分别为耗能梁段长度、塑性抗剪承载力和塑性受弯承载力。

表 6 YA 系列模型

Table 6 Details of YA models

模型编号	e/mm	eV_p/M_p
YA-1	500	0.76
YA-2	600	0.91
YA-3 (Base)	700	1.06
YA-4	800	1.21
YA-5	900	1.37
YA-6	1 000	1.52

3.1.2 YB 系列模型 YB 系列模型在保持耗能梁段腹板截面面积不变的前提下,除腹板截面变化外,其余参数保持不变,模型编号及相应耗能梁段腹板高厚比见表 7,其中 h_0 和 t_w 分别为耗能梁段腹板高度和厚度。

表 7 YB 系列模型
Table 7 Details of YB models

模型编号	h_0/mm	t_w/mm	h_0/t_w
YB-1	427	9	47.4
YB-2	384	10	38.4
YB-3	349	11	31.7
YB-4 (Base)	320	12	26.7
YB-5	295	13	22.7
YB-6	274	14	19.6

3.1.3 YC 系列模型 YC 系列模型除变化支撑跨(中间跨)的高跨比外,其余参数均保持不变,模型编号及相应高跨比见表 8,其中 $H=3\ 600\ \text{mm}$, L 为支撑跨的跨度。

表 8 YC 系列模型

Table 8 Details of YC models

模型编号	L/mm	H/L
YC-1	7 000	0.51
YC-2	6 500	0.55
YC-3	6 000	0.60
YC-4 (Base)	5 650	0.65
YC-5	5 000	0.72
YC-6	4 500	0.80

3.2 地震波选取

为了研究不同参数对 Y 形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能的影响,对各模型进行 8 度罕遇和 9 度罕遇地震水准的非线性动力时程分析。根据中国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[17] 对时程分析选取地震波的要求,以及模型地震分组和场地类型条件,选取了 10 条不同频谱特性的天然地震波,如表 9 所示。

表 9 地震波

Table 9 Ground motion records

地震事件	地震记录	震级	震源深度/km	PGA/g	PGV/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
Imperial Valley	117 El Centro Array #9, IMPVALL/I-ELC180	7	8.3	0.313	29.8
Kern County	1095 Taft Lincoln School, KERN/TAF021	7.4	41	0.156	15.3
Chi-Chi, Taiwan	TCU095, ChiChi/TCU095-W	7.6	43.4	0.379	62
Northridge	24278 Castaic-Old Ridge Route, NORTHR/ORR090	6.7	20.1	0.568	52.1
Friuli, Italy	8012 Tolmezzo, FRIULI/A-TMZ270	6.5	15.5	0.315	30.8
Loma Prieta	47006 Gilroy-Gavilan Coll, LOMAP/GIL067	6.9	10	0.357	28.6
Cape Mendocino	89324 Rio Dell Overpass-FF, CAPEMEND/RIO360	7	14.3	0.549	42.1
Landers	22170 Joshua Tree, LANDERS/JOS000	7.3	11	0.274	27.5
Kobe Japan	0 KJMA, KOBE/KJM090	6.9	1	0.599	74.3
Superstitt Hills	01335 El Centro Imp. Co. Cent, SUPERST/B-SUP135	6.5	5.6	0.894	42.2

4 有限元计算结果与分析

在 8 度罕遇地震作用下,模型耗能梁段不同程度地进入塑性,而其余构件仍处于弹性。在 9 度罕遇地震作用下,除耗能梁段进入塑性外,部分模型的个别框架梁端进入塑性,框架柱仍处于弹性,结构无倒塌危险。

4.1 结构周期

表 10~12 给出了 YA、YB、YC 系列模型的前

3 阶自振周期。由表可知:YA 系列模型自振周期随耗能梁段长度的增加逐渐变大,说明耗能梁段越长,结构弹性刚度越小;YB 系列模型自振周期随耗能梁段腹板高厚比的减小而增大,但相差不大,说明改变耗能梁段腹板高厚比对结构弹性刚度影响较小;YC 系列模型自振周期随支撑跨高跨比的增加逐渐变小,说明支撑跨高跨比越大,结构弹性刚度越大。

表 10 模型自振周期 T

Table 10 Natural periods of models

模型编号	T_1	T_2	T_3
YA-1	0.635	0.583	0.509
YA-2	0.65	0.601	0.551
YA-3	0.66	0.618	0.566
YA-4	0.689	0.641	0.591
YA-5	0.714	0.641	0.603
YA-6	0.74	0.68	0.636
YB-1	0.655	0.614	0.561
YB-2	0.657	0.615	0.563
YB-3	0.658	0.616	0.564
YB-4	0.66	0.616	0.564
YB-5	0.662	0.619	0.567
YB-6	0.664	0.621	0.569
YC-1	0.712	0.67	0.619
YC-2	0.691	0.649	0.607
YC-3	0.676	0.628	0.585
YC-4	0.653	0.604	0.561
YC-5	0.627	0.568	0.539
YC-6	0.604	0.539	0.51

4.2 结构层间位移

图 7 为各系列模型在 8 度罕遇地震下最大层间侧移角平均值对比。由图可知:各系列模型层间侧移角均满足抗震规范中弹塑性层间侧移角限值 $1/50$ 的规定;随着耗能梁段长度的增加,YA 系列模型的最大层间侧移角随着耗能梁段长度的增加而逐渐增大,说明耗能梁段长度越长,结构层间变形越大;模型 YB-1~YB-6 在罕遇作用下的层间侧移角变化曲线大致重合,说明改变耗能梁段腹板高厚比对结构层间变形的影响较小;YC 系列各模型下部几层的层间侧移角大致随支撑跨高跨比的增大而变大,上部几层的层间侧移角随支撑跨高跨比的增大而减小,说明支撑跨高跨比过大或过小时,会导致结构在罕遇地震作用下的层间侧移较大,不利于结构抗震。模型在 9 度罕遇地震作用下的层间侧移角变化规律与 8 度罕遇地震下的变化规律一致。

4.3 耗能梁段变形及腹板应力

表 11 为各模型 8 度罕遇地震下的耗能梁段最大转角平均值,耗能梁段转角由其上下两端的位移差值与其长度的比值得到。由表可知:随着耗能梁段长度的增加,YA 系列各模型耗能梁段最大转角逐渐减小,说明耗能梁段的变形随其长度的增加而

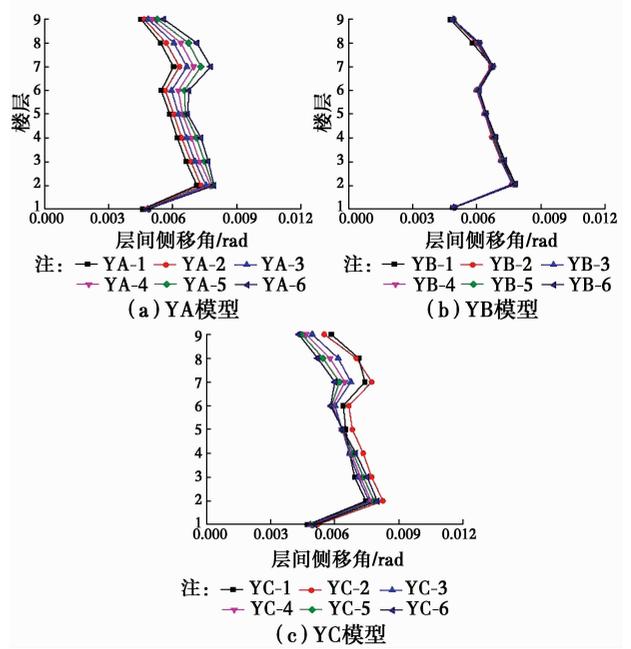


图 7 8 度罕遇地震下模型最大层间侧移角平均值
Fig. 7 Mean maximum interstory drifts of models during level eight rare earthquakes

变小;YB 系列各模型耗能梁段最大转角比较接近,说明改变耗能梁段腹板高厚比对耗能梁段的变形无显著影响;随着支撑跨高跨比的增大,YC 系列各模型耗能梁段最大转角逐渐增大,说明耗能梁段的变形随支撑跨高跨比的增大而变大。

表 11 模型耗能梁段转角

Table 11 Rotation drifts of links

模型编号	θ/rad
YA-1	0.051 3
YA-2	0.043 9
YA-3	0.038 9
YA-4	0.034 9
YA-5	0.031 5
YA-6	0.028 6
YB-1	0.038 9
YB-2	0.038 7
YB-3	0.038 7
YB-4	0.039 0
YB-5	0.039 3
YB-6	0.039 5
YC-1	0.038 1
YC-2	0.042 2
YC-3	0.038 9
YC-4	0.039 2
YC-5	0.040 1
YC-6	0.040 9

各系列模型耗能梁段的腹板应力均在 ChiChi 波作用下最大。在 ChiChi 波作用下;耗能梁段腹板应力高于翼缘应力,说明耗能梁段在地震作用下主要为剪切变形;随着耗能梁段长度的增加,YA 系列模型耗能梁段腹板应力大致呈先减小后增大趋势,说明耗能梁段过长或过短时,会使耗能梁段腹板应力过大;YB 系列模型耗能梁段腹板应力相差不大,说明改变耗能梁段腹板高厚比对耗能梁段腹板应力影响不大;YC 系列模型耗能梁段腹板应力随支撑跨高跨比的增大呈下降趋势,说明支撑跨高跨比越大,耗能梁段腹板应力越小。由于篇幅有限,本文仅给出 YA 系列模型耗能梁段应力云图,如图 8 所示。

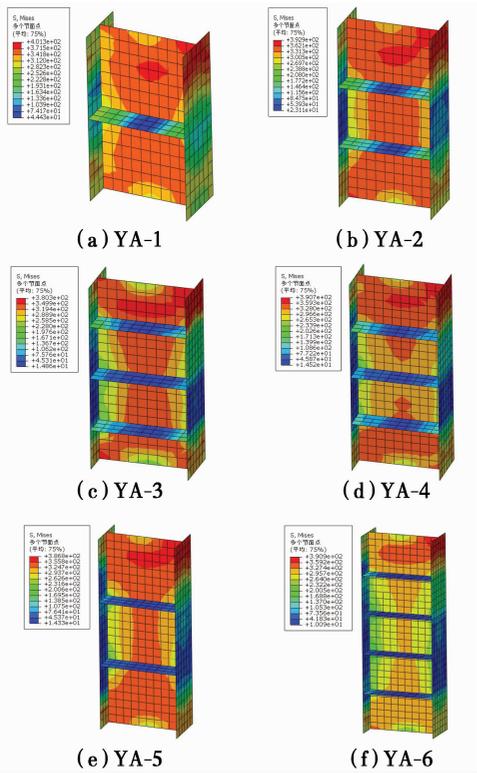


图 8 YA 系列模型耗能梁段应力云图

Fig. 8 Stress nephograms of links in YA models

4.4 框架柱轴力

图 9 为各系列模型 8 度罕遇地震作用下支撑跨框架柱(中柱)轴力最大值的平均值对比。从图中可以看出,所有模型边柱和中柱轴力变化趋势相同,不同模型的边柱和中柱轴力变化曲线几乎重合,说明改变耗能梁段长度对结构框架柱轴力影响较小。各系列模型在 9 度罕遇地震作用下框架柱轴力响应与以上规律相同。

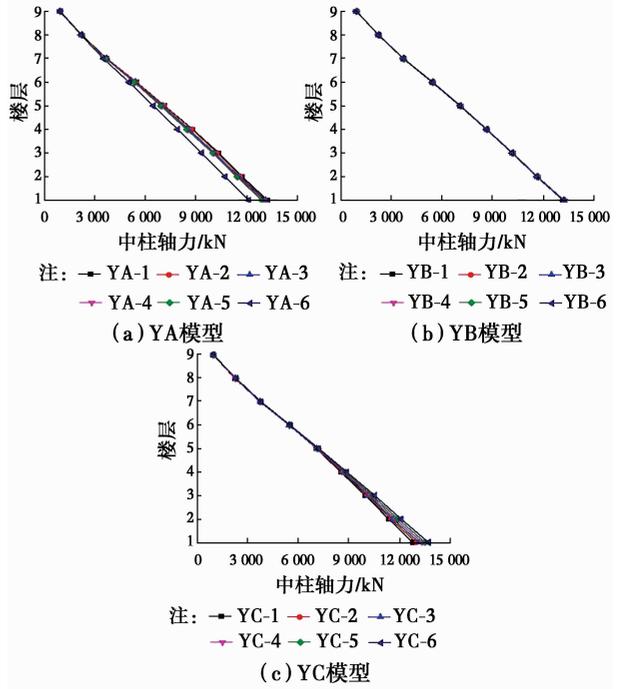


图 9 8 度罕遇地震下模型中柱最大轴力平均值
Fig. 9 Mean maximum column axial force of models during level eight rare earthquakes

4.5 框架柱弯矩

图 10 为各系列模型 8 度罕遇地震下中柱弯矩最大值的平均值对比。由图可知:YA 系列模型底部几层的中柱最大弯相差不大,其余楼层的中柱最大弯矩随耗能梁段长度的增加而增大,说明耗能梁段长度越长,框架柱弯矩越大;YB 系列模型的中柱弯矩变化曲线几乎重合,说明变化耗能梁段腹板高厚比对结构框架柱弯矩影响不显著;YC 系列各模型底层和顶层中柱弯矩较为接近,其余楼层的中柱弯矩随支撑跨高跨比的增加而减小,说明支撑跨高跨比过小时,会导致结构中柱弯矩较大,对结构抗震不利。另外,各系列模型在 9 度罕遇地震作用下中柱弯矩的影响与以上规律大致相同。

4.6 基底剪力

表 12 为各系列模型在 8 度罕遇和 9 度罕遇地震作用下基底剪力的对比。由表可知,在罕遇地震作用下,同系列模型的基底剪力虽然出现了不同程度的增大或减小,但总体上波动不大,说明变化耗能梁段长度、耗能梁段腹板高厚比和支撑跨高跨比对结构基底剪力无显著影响。

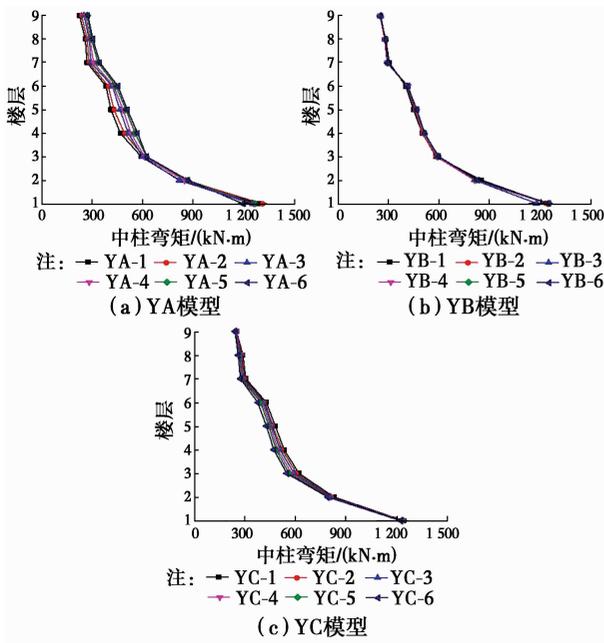


图 10 8 度罕遇地震下模型中柱最大弯矩平均值
Fig. 10 Mean maximum column moment of models during level eight rare earthquakes

表 12 YA 系列模型基底剪力

Table 12 Base shear force of YA models

模型	8 度罕遇	9 度罕遇
YA-1	1 478	2 110
YA-2	1 508	2 134
YA-3	1 520	2 157
YA-4	1 515	2 176
YA-5	1 513	2 189
YA-6	1 523	2 200
YB-1	1 503	2 168
YB-2	1 515	2 140
YB-3	1 517	2 159
YB-4	1 517	2 160
YB-5	1 515	2 161
YB-6	1 512	216 1
YC-1	1 511	2 158
YBC2	1 517	2 157
YC-3	1 518	2 159
YC-4	1 516	2 203
YC-5	1 510	2 166
YC-6	1 504	2 170

4.7 地震耗能

通过 ABAQUS 可以直接得到结构的塑性耗能,由于 YA、YB 系列模型在 8 度罕遇地震下结构

耗能的变化规律与其在 9 度罕遇地震下相应的变化规律相同,YC 系列模型在 8 度和 9 度罕遇地震下结构耗能的变化规律不同,因此,图 11 仅给出 YA、YB 系列模型在 8 度罕遇地震下结构耗能的变化,给出 YC 系列模型在 8 度和 9 度罕遇地震下结构耗能的对比。由图可知:随着耗能梁段长度的增加,YA 系列模型耗散的能量呈先增大后减小的趋势,说明结构的耗能能力随耗能梁段长度的增加先增大后减小;随着耗能梁段腹板高厚比的减小,YB 系列模型耗散的能量大致呈先增大后减小的趋势,且模型 YB-4、YB-5 和 YB-6 的耗能总体上较为接近,说明结构的耗能能力总体上随耗能梁段腹板高厚比的减小先增大后减小,当高厚比减小到一定程度之后,结构耗能能力相差不大;在 8 度罕遇地震下,YC 系列耗散的能量随支撑跨高跨比的增加而变大,在 9 度罕遇地震下,模型的耗能随支撑跨高跨比的增加先增大后减小,但支撑跨高跨比过小时,结构的耗能相对较差,说明结构的耗能能力随支撑跨高跨比的增大大致呈先变大后变小的趋势,但支撑跨高跨比过小时,结构的耗能能力相对较差。

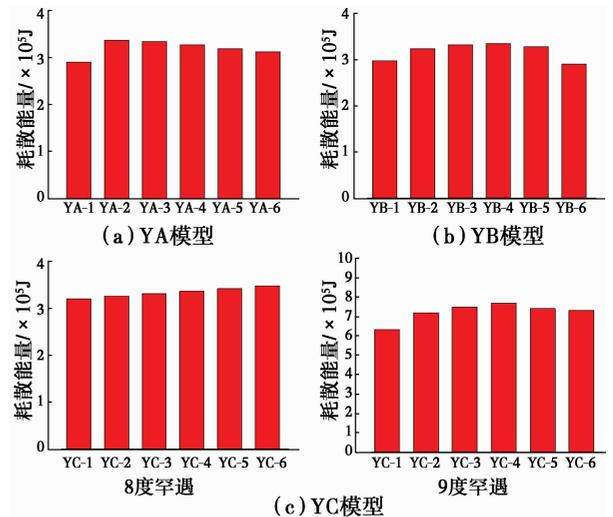


图 11 罕遇地震下各模型耗散能量对比

Fig. 11 Energy dissipation of models during level eight rare earthquakes

综上,考虑到不同参数对结构刚度、层间变形、耗能梁段性能、框架柱弯矩和耗能能力的影响,得出如下设计建议:

1)在 9 层结构的基础上,建议耗能梁段长度取 $(0.91 \sim 1.21)M_p/V_p$ 。

2)在 9 层结构的基础上,建议耗能梁段腹板高厚比取 $22.7 \sim 38.4$ 。

3)在 9 层结构的基础上,建议支撑跨高跨比 H/L 取 0.55~0.72。

5 结 论

设计了一个 9 层 Y 形偏心支撑高强钢框架结构,以耗能梁段长度、耗能梁段腹板高厚比、高跨比为参数,对结构有限元模型进行了非线性动力时程分析,研究了以上参数对结构抗震性能的影响。通过分析,得出结论如下:

1)改变耗能梁段长度和支撑跨高跨比对结构框架柱轴力和基底剪力无显著影响。

2)改变耗能梁段长度对结构刚度、层间变形、框架柱弯矩、耗能梁段变形及其腹板应力、结构耗能能力影响显著。建议耗能梁段长度取 $(0.91 \sim 1.21) M_p/V_p$ 。

3)改变耗能梁段腹板高厚比对结构刚度、层间变形、耗能梁段变形及腹板应力、框架柱受力、基底剪力无显著影响,对结构耗能能力有影响。建议耗能梁段腹板高厚比取 22.7~38.4。

4)改变支撑跨高跨比对结构刚度、层间侧移、耗能梁段变形及其腹板应力、框架柱弯矩影响显著。建议支撑跨高跨比 H/L 取 0.55~0.72。

参考文献:

- [1] ROEDER C W, POPOV E P. Eccentrically braced steel frames for earthquake [J]. Journal of Structural Division, 1978, 104(3): 391-412.
- [2] FOUTCH D A. Seismic behavior of eccentrically braced steel building [J]. Journal of the Structural Engineering, 1989, 115(8): 1857-1876.
- [3] LIN K C, LIN C C, CHEN J Y, et al. Seismic reliability of steel framed buildings [J]. Structural Safety, 2010, 32(3): 174-182.
- [4] 于安林, 赵宝成, 李仁达, 等. K 形和 Y 形偏心支撑钢框架滞回性能试验研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(4): 9-12.
YU A L, ZHAO B C, LI R D, et al. Experimental study on hysteretic behavior of K and Y-eccentrically braced steel frames [J]. Building Structure, 2010, 40(4): 9-12. (in Chinese)
- [5] 石永久, 熊俊, 王元清, 等. 多层钢框架偏心支撑的抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 32(2): 29-34.
SHI Y J, XIONG J, WANG Y Q, et al. Experimental studies on seismic performance of multi 2 storey steel frame with eccentric brace [J]. Journal of Building Structures, 2010, 32(2): 29-34. (in Chinese)
- [6] DANESHMAND A, HASHEMI B H. Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 70(3): 167-176.
- [7] MIKI C, HOMMA K, TOMINAGA T. High strength and high performance steels and their use in bridge structures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58: 3-20.
- [8] AZIZINAMINI A, BARTH K, DEXTER R, et al. High performance steel: research front—historical account of research activities [J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(3): 212-217.
- [9] 施刚, 石永久, 王元清. 超高强度钢材钢结构的工程应用[J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(4): 32-38.
SHI G, SHI Y J, WANG Y Q. Engineering application of ultra-high strength steel structures [J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(4): 32-38. (in Chinese)
- [10] 段留省, 苏明周, 郝麒麟, 等. 高强钢组合 K 型偏心支撑钢框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(7): 18-25.
DUAN L S, SU M Z, HAO Q L, et al. Experimental study on seismic behavior of high strength steel composite K-type eccentrically braced frames [J]. Journal of Building Structures, 35(7): 18-25. (in Chinese)
- [11] 段留省, 苏明周, 焦培培, 等. 高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(12): 89-96.
DUANG L S, SU M Z, JIAO P P, et al. Experimental study on seismic behavior of high strength steel composite Y-type eccentrically braced frames [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(12): 89-96. (in Chinese)
- [12] 连鸣, 苏明周, 郭艳. 高强钢组合 K 型偏心支撑框架耗能梁段长度研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2014, 46(2): 217-223.
LIAN M, SU M Z, GUO Y. Study on the performance of link beam of high strength steel K-type eccentrically braced frame [J]. Journal of Xi'an University of Architecture and Technology (Natural Science Edition), 2014, 46(2): 217-223. (in Chinese)
- [13] 连鸣, 苏明周, 郭艳. 高强钢组合 K 型偏心支撑框架抗震性能数值分析[J]. 建筑结构, 2014, 44(17): 7-14.
LIAN M, SU M Z, GUO Y. Numerical analysis of seismic performance of high strength steel composite K-type eccentrically braced frames [J]. Building

- Structure, 2014, 44(17): 7-14. (in Chinese)
- [14] 舒伟伟, 苏明周, 连鸣. 高强钢组合 Y 型偏心支撑框架滞回性能研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2014, 39(4): 716-723.
- SHU W W, SU M Z, LIAN M. Analysis on hysteretic behavior of high strength steel Y-type eccentrically braced frame [J]. Journal of Guangxi University (Natural Science Edition), 2014, 39(4): 716-723. (in Chinese)
- [15] 李慎, 苏明周, 连鸣, 等. 多层高强钢组合 K 形偏心支撑框架抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(10): 38-47.
- LI S, SU M Z, LIAN M, et al. Seismic behavior of multi-storey high strength steel composite K-eccentrically braced frame [J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(10): 38-47. (in Chinese)
- [16] 连鸣, 苏明周, 李慎, 等. Y 形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(8): 16-24.
- LIAN M, SU M Z, LI S, et al. Shake table test of seismic performance of high strength steel frame with Y-eccentric braces [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(8): 16-24. (in Chinese)
- [17] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)