

基于性能的含可更换耗能梁段高强钢框筒 结构抗震性能研究

连 鸣^{1,2}, 周玉浩¹, 李浩翔¹

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055)

摘要: 含可更换耗能梁段的高强钢框筒结构(HSS-SFT-RSL)结合了耗能梁段耗能强、钢框筒抗侧刚度大、高强钢承载力高等优点,是一种抗震性能优良的结构体系。传统设计方法需要进行复杂的迭代和计算才能使结构达到预期性能目标,且无法较为准确地控制结构的塑性发展顺序和破坏模式,本文采用课题组提出的基于性能的塑性设计方法(PBPD)各设计一个 30 层 HSS-SFT-RSL 算例和含可更换剪切型耗能梁段的普通钢框筒结构(CS-SFT-RSL)算例,通过静力和动力弹塑性分析对比两算例的抗震性能。结果表明:采用 PBPD 法设计的两算例具有相似的顶点侧移角和破坏模式,HSS-SFT-RSL 算例抗侧刚度略低,但极限承载力更高;在罕遇水准地震下,两算例各层耗能梁段均能参与耗能,层间侧移角沿结构高度分布均匀,避免了薄弱层,残余层间变形较小,有利于耗能梁段更换和结构震后功能的快速恢复。

关键词: 钢框筒; 耗能梁段; 高强钢; 破坏模式; 基于性能的抗震设计; 层间侧移

中图分类号: TU391, TU398

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2024)01-0065-09

Seismic performance of high-strength steel framed-tube structures with replaceable shear links based on performance design

LIAN Ming^{1,2}, ZHOU Yuhao¹, LI HaoXiang¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of
Education (XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract: The high-strength steel framed-tube structure with replaceable shear links (HSS-SFT-RSL) is a structural system with excellent seismic performance, which combines the advantages of strong energy-dissipating beam section, high lateral stiffness of framed-tube tube and high bearing capacity of high-strength steel. The traditional design method requires complex iterations and calculations to achieve the expected performance goals of the structure, and it is impossible to control the plastic development sequence and failure mode of the structure more accurately. In this paper, a set of 30-story HSS-SFT-RSL cases and common steel frame-tube structures with replaceable shear links (CS-SFT-RSL) cases are designed using the performance-based plastic design method (PBPD) proposed by the research group, and the seismic performance of the two cases is compared by static and dynamic elastic-plastic analysis. The research results demonstrate that the two cases designed by PBPD method have similar vertex lateral shift angles and damage modes, and the HSS-SFT-RSL case has slightly lower lateral stiffness but higher ultimate bearing capacity. Under the rare level earthquake, the energy-consuming beam segments of the two cases can participate in energy dissipation, and the inter-story lateral shift angles are evenly distributed along the height of the structure, which avoids the weak layer. In addition, the residual inter-story deformation is small, which is conducive to the replacement of the energy dissipation beam section and the rapid recovery of the structure after the earthquake.

Key words: steel framed-tube; shear link; high strength steel; failure mode; performance-based seismic design; inter-story drift

收稿日期: 2022-11-01

修回日期: 2023-02-02

基金项目: 国家自然科学基金项目(51708444)

第一作者: 连 鸣(1987—), 男, 博士, 副教授, 主要研究新型钢结构体系抗震性能与设计方法。E-mail: lianming@xauat.edu.cn

通信作者: 周玉浩(1996—), 男, 博士生, 主要研究新型钢结构体系抗震性能。E-mail: zhoyuhao0925@163.com

针对传统钢框筒结构在地震作用下耗能能力较差且震后修复难度大的问题,课题组结合可更换剪切型耗能梁段的优良耗能能力和易于震后修复、钢框筒结构抗侧刚度大且震后残余变形小、高强钢承载力高并节省材料等优点,提出了含可更换耗能梁段的高强钢框筒结构(HSS-SFT-RSL),即在裙梁的跨中位置合理设置一定数量的剪切型耗能梁段,耗能梁段与裙梁采用易于拆卸的端板螺栓连接,见图1。由于裙梁跨高比较小,在侧向力作用下,梁中应力梯度较大,主要以受剪为主,大震下容易发生剪切塑性变形。因此,在裙梁跨中采用屈服强度较低的钢材(如Q235钢)制作可更换剪切型耗能梁段。通过耗能梁段的剪切变形吸收能量,从而使结构的损伤主要集中在耗能梁段,角柱、中柱和裙梁采用高强度钢材(如Q460钢)以提高其屈服承载力,保证这些构件保持弹性或部分发展塑性。震后只需更换损伤较严重的耗能梁段,即可实现结构功能的快速恢复。目前,课题组已对HSS-SFT-RSL的抗震性能进行了试验研究,结果表明:与传统钢框筒结构相比,HSS-SFT-RSL通过剪切型耗能梁段进行耗能,具有更好的延性和耗能能力^[1-4]。

结构抗震设计的主要目的是在经济合理的条件下,确保工程结构在预定水准地震作用下能够实现预期性能目标。目前大部分现行的抗震设计规范采用基于强度的抗震设计方法^[5],通过弹性理论计算结构的地震反应,并对弹塑性阶段的结构变形进行验算。然而,这不能合理地反映结构的倒塌失效机制和极限状态,可能导致结构无法实现理想的失效模式,使损伤集中于个别楼层形成薄弱层,难以保证结构性能的充分发挥。因此,结构设计需要充分考虑结构在弹塑性阶段的承载力、变形和损伤机制,确保在预定地震水准下实现预期的抗震性能。研究人员对现有的设计理念和方法进行研究,相继提出了以实现生命安全和减小经济损失为设计目标的抗震设计方法,而实现减小经济损失目标对结构的设计要求更为严格。基于这些设计目标,发展出了基于性能的抗震设计方法,最终实现各类结构的性能化设计。Naeim等人^[8]首次相对完善地构建了适用于基于性能抗震设计方法的主要设计流程,对地震设防水准、结构性能水准、建筑性能目标以及部分性能接受准则等相关概念进行了系统的阐释。随后,美国、日本、欧洲等发达地区陆续开始将基于性能的抗震设计理念写入设计规范^[9-12]。此外, Lee 和 Goel 等

人^[13-15]提出了一种基于性能的塑性设计方法(performance based plastic, 简称PBDP),该方法结合了DBSD法和EBSD法的优点,并将其应用于偏心支撑钢框架结构,证明了该方法的合理性。为了实现结构性能化与设计的有机结合,研究人员提出了力、位移、能量三种量化结构性能的具体指标^[16-18]。HSS-SFT-RSL作为一种可恢复功能结构,需要充分考虑结构在不同地震水准作用下的性能目标,提出与之相适应的基于性能的塑性设计方法,以保证结构具有可控的失效机制。因此,笔者所在课题组采用三线型的能力曲线对传统的基于能量平衡的塑性设计方法进行了改进,并考虑了结构高阶振型和屈服后强度的影响,提出了HSS-SFT-RSL基于性能的塑性设计方法(PBDP)^[19]。

本文在已有研究基础上,采用PBDP法分别设计了一个30层的含可更换耗能梁段的高强钢框筒结构(HSS-SFT-RSL)算例和一含可更换剪切型耗能梁段的普通钢框筒结构(CS-SFT-RSL)算例。通过静力和动力弹塑性分析,对比了两者的抗侧刚度、承载力、破坏模式、层间侧移与层间残余变形分布以及用钢量。

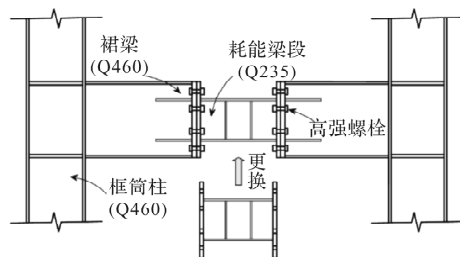


图1 可更换耗能梁段的设置

Fig. 1 Setting of replaceable shear link

1 结构算例设计

1.1 HSS-SFT-RSL 基于性能的塑性设计方法

本课题组提出了HSS-SFT-RSL基于性能的塑性设计方法(PBDP)^[19],该方法通过预估结构破坏模式,确保结构在罕遇地震作用下发生预期理想的失效模式,即结构中仅耗能梁段屈服并充分发展塑性,以耗散地震能量,而其余非耗能构件保持弹性状态。此外,层间侧移沿高度分布均匀,避免薄弱层的出现。该方法以目标位移和理想的破坏模式来控制结构在地震下的弹塑性性能,基于能量平衡原理确定了预定水准下的设计基底剪力。采用HSS-SFT-RSL的弹塑性层剪力分布模式,对耗能构件和非耗能构件进行设计,以实现结构预期的性能。

1.2 结构算例概况

根据文献[19]提出的 PBDP 法, 分别设计一个 30 层的 HSS-SFT-RSL 算例和 CS-SFT-RSL 算例. 如表 1 所示, 两算例编号对应为 HFT-30 和 CFT-30. 两者的结构布置、荷载取值等基本设计条件相同, 仅非耗能构件的钢材种类不同. 其中 HFT 的耗能梁段采用 Q235 钢, 其余构件采用 Q460 钢; CFT 的耗能梁段采用 Q235 钢, 其余构件采用 Q355 钢, 所有钢材的屈服强度均取名义值.

表 1 算例编号
Tab. 1 Analysis models number

结构形式	CS-SFT-RSL	HSS-SFT-RSL
	30 层	30 层
算例编号	CFT-30	HFT-30

两算例建筑类型均为办公楼, 地区抗震设防烈度为 8 度, 设计地震基本加速度为 0.2 g, 建筑场地类别为 II 类, 特征周期为 0.4 s. 结构平面布置图如图 2 所示, 平面尺寸为 27 m×27 m, 横纵向均为 9 跨, 跨度为 3 m, 层高均为 3.3 m. 楼板为现浇混凝土楼板, 厚 160 mm, 楼面恒荷载取 6 kN/m² (含楼板自重), 上人屋面恒载取 7 kN/m², 楼面活荷载和屋面活荷载均取 2 kN/m², 基本风压取 0.35 kN/m², 地面粗糙程度为 C 类. 雪荷载取 0.35 kN/m². 结合张浩等人^[20] 对 HSS-SFT-RSL 耗能梁段布置形式的研究, 两个算例采用间隔布置三跨的方式配置耗能梁段. 为防止结构底部形成薄弱层, 在底层不设置耗能梁段, 结构的立面布置如图 3 所示. PBDP 法确定的各算例构件截面

尺寸分别见表 2 和表 3.

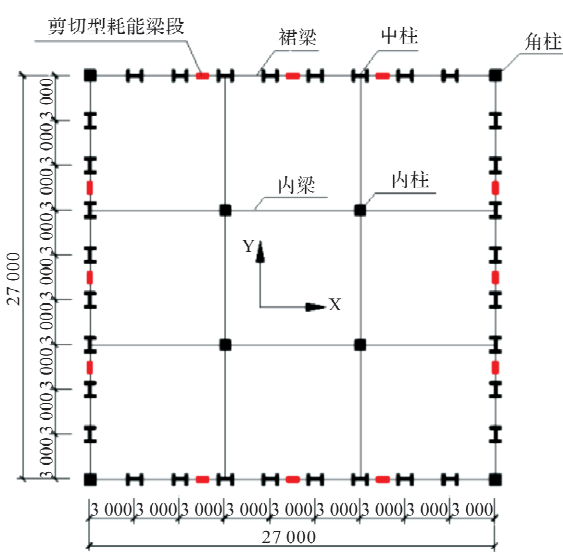


图 2 结构平面布置图
Fig. 2 Layout of the structure

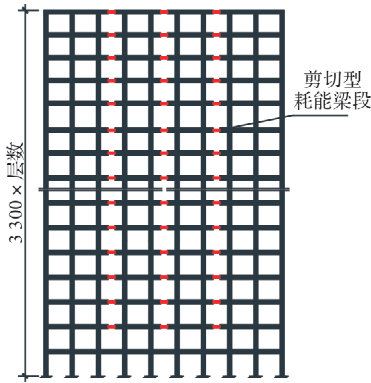


图 3 结构立面布置图
Fig. 3 Elevation layout of the structure

表 2 CFT-30 截面尺寸 (mm)
Tab. 2 Member section of CFT-30/mm

楼层	耗能梁段	耗能梁段跨裙梁	裙梁	中柱	角柱	内柱
1~3	H380×200×16×20	H640×260×24×28	H660×250×22×26	H700×460×36×42	□640×50	□720×50
4~5	H375×200×16×20	H630×260×24×28	H650×250×22×26	H680×440×34×40	□620×48	□680×48
6	H370×200×16×20	H625×260×24×28	H650×250×22×26	H680×440×34×40	□620×48	□680×48
7	H370×200×16×20	H625×260×24×28	H640×250×22×26	H640×440×34×40	□600×46	□630×46
8	H360×200×16×20	H610×260×24×28	H640×250×22×26	H640×440×34×40	□600×46	□630×46
9	H360×200×16×20	H610×260×24×28	H620×250×22×26	H640×420×30×36	□600×46	□630×46
10~11	H350×200×16×20	H600×260×24×28	H620×250×22×26	H620×420×30×36	□590×42	□580×44
12	H335×200×16×20	H580×260×24×28	H610×250×22×26	H620×420×30×36	□590×42	□580×44
13	H335×200×16×20	H580×260×24×28	H580×250×22×26	H600×420×30×36	□570×42	□520×42
14	H320×200×16×20	H560×260×24×28	H580×250×22×26	H600×400×30×36	□570×42	□520×42
15	H320×200×16×20	H560×260×24×28	H560×250×22×26	H600×420×30×36	□570×42	□520×42
16	H305×200×16×20	H550×240×24×28	H570×230×22×26	H580×400×28×34	□550×38	□480×38
17	H305×200×16×20	H550×240×24×28	H560×230×22×26	H580×400×28×34	□550×38	□480×38
18	H315×200×14×18	H530×240×24×28	H560×230×20×24	H580×400×28×34	□550×38	□480×38
19	H300×200×14×18	H530×240×22×26	H550×230×20×24	H540×400×28×34	□530×36	□430×34

续表 2

楼层	耗能梁段	耗能梁段跨裙梁	裙梁	中柱	角柱	内柱
20	H290×200×14×18	H510×240×22×26	H530×230×20×24	H540×400×24×30	□530×36	□430×34
21	H275×200×14×18	H490×240×22×26	H510×230×20×24	H540×400×24×30	□530×36	□430×34
22	H260×200×14×18	H470×240×22×26	H480×230×20×24	H520×380×22×28	□510×32	□400×28
23	H270×200×12×16	H440×240×22×26	H480×210×20×24	H520×380×22×28	□510×32	□400×28
24	H250×180×12×16	H440×240×18×22	H460×210×20×24	H520×380×22×28	□510×32	□400×28
25	H240×180×12×16	H440×220×16×20	H440×210×18×22	H520×380×22×28	□460×30	□380×22
26	H210×180×12×16	H430×220×16×20	H410×210×18×22	H480×380×22×28	□460×30	□380×22
27	H210×180×10×14	H410×220×14×18	H400×200×16×20	H480×380×22×28	□460×30	□380×22
28	H210×180×8×12	H400×180×14×18	H400×180×14×18	H480×320×16×22	□430×26	□360×18
29	H200×180×6×10	H400×170×10×14	H390×180×10×14	H460×320×16×22	□430×26	□360×18
30	H180×150×4×8	H370×150×10×14	H390×160×8×12	H420×320×16×22	□400×26	□360×18

表 3 HFT-30 截面尺寸(mm)

Tab.3 Member section of HFT-30/mm

楼层	耗能梁段	耗能梁段跨裙梁	裙梁	中柱	角柱	内柱
1~3	H390×200×16×20	H640×230×20×24	H660×230×18×22	H700×440×32×38	□640×44	□680×45
4~5	H385×200×16×20	H630×230×20×24	H650×230×18×22	H680×420×30×36	□620×42	□650×42
6	H380×200×16×20	H625×230×20×24	H640×230×18×22	H680×420×30×36	□620×42	□650×42
7	H380×200×16×20	H625×230×20×24	H640×230×18×22	H640×420×28×34	□600×40	□610×40
8	H370×200×16×20	H610×230×20×24	H630×230×18×22	H640×420×28×34	□600×40	□610×40
9	H370×200×16×20	H610×230×20×24	H620×230×18×22	H640×400×28×34	□600×40	□610×40
10~11	H360×200×16×20	H600×230×20×24	H610×230×18×22	H620×400×28×34	□570×36	□570×38
12	H350×200×16×20	H585×230×20×24	H600×230×18×22	H620×400×28×34	□570×36	□570×38
13	H340×200×16×20	H585×230×20×24	H580×230×18×22	H600×380×26×32	□560×34	□530×34
14	H340×200×16×20	H560×230×20×24	H580×230×18×22	H600×380×26×32	□560×34	□530×34
15	H320×200×16×20	H560×230×20×24	H560×230×18×22	H600×380×26×32	□560×34	□530×34
16	H320×200×16×20	H550×220×20×24	H560×220×18×22	H580×380×26×32	□550×32	□480×32
17	H300×200×16×20	H550×220×20×24	H540×220×18×22	H580×380×24×30	□550×32	□480×32
18	H300×200×14×18	H530×220×18×22	H520×220×18×22	H580×380×24×30	□550×30	□480×32
19	H300×200×14×18	H530×220×18×22	H550×220×16×22	H550×380×24×30	□530×30	□430×28
20	H295×200×14×18	H510×220×18×22	H530×220×16×22	H550×380×24×30	□530×30	□430×28
21	H280×200×14×18	H490×220×18×22	H510×220×16×22	H550×380×24×30	□530×30	□430×28
22	H265×200×14×18	H470×2220×18×22	H480×220×16×24	H520×360×22×28	□510×25	□400×24
23	H280×200×12×16	H440×220×18×22	H480×200×16×20	H520×360×22×28	□510×28	□400×24
24	H260×180×12×16	H440×220×16×20	H450×200×16×20	H520×360×22×28	□510×28	□400×24
25	H240×180×12×16	H440×200×16×20	H450×200×14×18	H500×360×20×26	□480×28	□380×18
26	H210×180×12×16	H420×200×14×18	H410×200×14×18	H500×380×20×26	□480×27	□380×18
27	H210×180×10×14	H410×220×12×16	H400×200×12×16	H480×360×20×26	□480×28	□380×18
28	H210×180×8×12	H380×180×12×16	H400×180×10×14	H480×320×16×22	□460×26	□360×16
29	H210×180×8×10	H370×150×10×14	H390×180×8×12	H460×320×16×22	□430×26	□360×16
30	H180×150×4×8	H370×150×10×14	H390×160×8×12	H420×320×16×22	□400×26	□360×16

2 静力弹塑性分析

2.1 塑性铰定义

采用 SAP2000 建立算例结构的有限元模型,模型的弹塑性行为主要通过 在构件可能出现塑性的位置设置塑性铰来表现. 根据各构件的受力特点,在其受力和塑性变形较大的位置指定塑性铰.

尽管裙梁端部的剪力和弯矩都较大,但框筒中裙梁腹板截面面积较大,不易受剪屈服. 因此,裙梁梁端塑性发展主要由端部弯矩控制,在裙梁端部设置主轴方向的 M3 弯曲铰. 中柱和角柱作为压弯构件,柱端受到轴向力和双向弯矩的作用较大,因此在中柱和角柱端部设置 P-M2-M3 压弯耦合铰. 剪切型耗能梁段在强震下主要通过剪切塑性

变形来吸收能量, 因此在其端部及中部设置 V2 剪切铰。

M3 弯曲铰和 P-M2-M3 压弯耦合铰的力学行为由 FEMA356 规程^[21]确定。V2 剪切铰的非线性行为如图 4 所示。根据杨文侠等^[22]人的研究, 考虑到翼缘会提高耗能梁段抗剪承载力, 采用系数 α 对耗能梁段的抗剪承载力进行放大。

$$\alpha = \frac{1 + A_f - 0.0625(et_w)^2}{0.58A_w b_f e} \quad (1)$$

式中: A_f 为单个翼缘面积; t_w 为腹板厚度; A_w 为腹板面积; b_f 为翼缘宽度; e 为耗能梁段长度。图 4 中 B 点表示铰屈服剪切承载力, $V_B = \alpha V_p$, $\Delta B = 0$, 其余各点对应的塑性位移参照 FEMA356 规范中的规定; C 点表示铰极限剪切承载力, $V_C = 1.5\alpha V_p$, $\Delta C = 0.1e$; D 点表示铰残余承载力, $V_D = 0.4\alpha V_p$, $\Delta D = \Delta C$; E 点表示铰已完全破坏, $V_D = V_E$, $\Delta E = 0.085e$ 。IO、LS、CP 代表铰的能力水平, 分别对应于直接使用, 生命安全和防止倒塌, 具体取值可参照 FEMA356 规程中的相关要求。

2.2 能力曲线

采用振型组合分布 (SRSS) 的侧向力分布模式对算例进行推覆分析。图 5 显示了两算例的基底剪力-顶点位移曲线, 而性能参数列于表 4 中。在相同设计条件下, CFT-30 和 HFT-30 在性能点和极限点处展现出相近的变形能力和承载力, 表明它们具备相近的性能水平。然而, HFT-30 的弹性抗侧刚度相比 CFT-30 小 15.9%, 导致性能点和极限点处的位移值较 CFT-30 稍大。这是因为 HFT-30 的主要抗侧构件采用高强钢, 相同截面设计荷载下比采用普通钢材的构件截面更小, 从而降低了结构的刚度。此外, 尽管 CFT-30 采用了较大的梁、柱截面, 但其极限承载力却略低于 HFT-30, 约为 2.0%, 这是因为极限承载力的大小与耗能梁段的截面有关, 为满足结构的抗震性能目标, 采用

PBPD 方法设计的 HFT-30 耗能梁段截面略大。

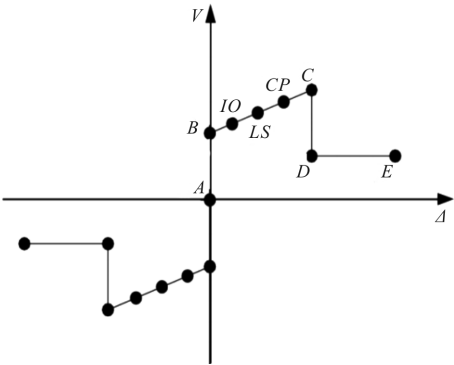


图 4 SAP2000 中非线性剪切铰属性

Fig. 4 Attribute of nonlinear shear link in SAP2000

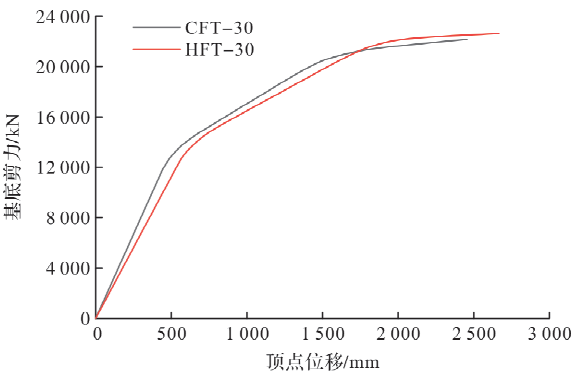


图 5 基底剪力-顶点位移曲线

Fig. 5 Pushover curves of structures

表 4 各算例模型性能参数

Tab. 4 Performance parameters of analysis models

算例 模型	弹性抗 侧刚度/ kN · mm ⁻¹	罕遇地震性能点		极限点	
		承载 力/kN	位移/ mm	承载 力/kN	位移/ mm
CFT-30	26.73	16 174	881	22 145	2 455
HFT-30	22.47	16 156	951	22 589	2 666

2.3 塑性铰分布

图 6 分别展示了各算例推覆至罕遇地震性能点、层间侧移 1/50、极限点处的塑性铰分布。

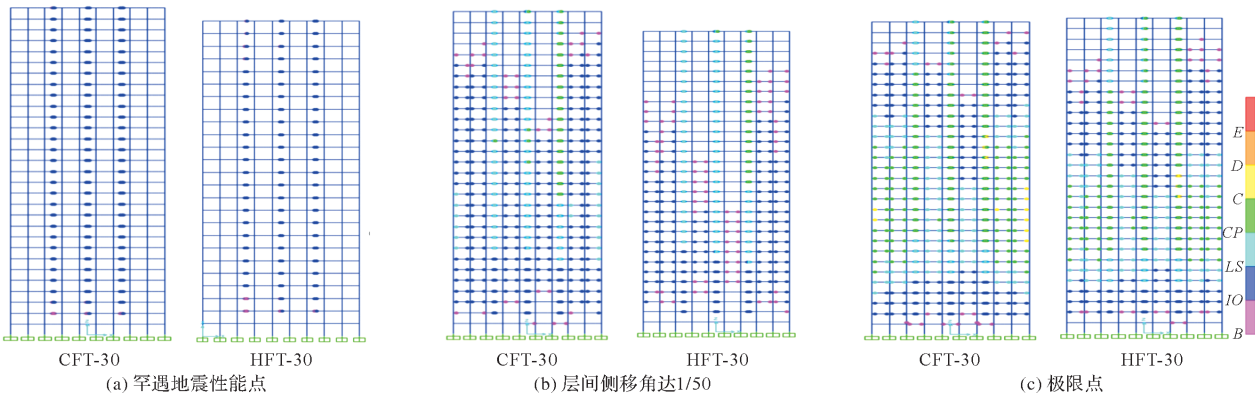


图 6 塑性铰分布

Fig. 6 Plastic hinge distributions

从罕遇地震性能点的塑性铰分布对比来看: CFT-30 和 HFT-30 只有耗能梁段进入塑性, 且塑性发展程度基本相同, 其余构件均处于弹性; 当结构最大层间侧移达到《建筑抗震设计规范》^[5] (GB50011—2010, 以下简称“抗规”) 限值 1/50 时, 耗能梁段塑性发展程度加深, 由于高阶振型的影响, 结构上部部分楼层的耗能梁段达到了“CP”状态. 此时, 非耗能梁段跨的裙梁端部也发生受弯屈服, 实现了“多道设防”的设计要求. 此外, HFT-30 裙梁端部的塑性铰数量和塑性发展程度均小于 CFT-30. 这是因为 HFT-30 的裙梁采用了屈服强度更高的高强钢, 使得 HFT-30 较 CFT-30 具有更高的冗余度; 在极限点处, 两算例的塑性发展均符合预期, 呈现出理想的破坏模式, 塑性变形主要集中在耗能梁段处和非耗能梁段跨裙梁端部, 柱中未出现塑性铰. 在地震后, 通过更换受损严重的耗能梁段, 可以有效恢复结构功能, 具有良好的经济效益. 综上, 采用 PBPD 法设计的 HFT-30 和 CFT-30 均可达到理想的破坏模式.

2.4 层间侧移分布

图 7 给出了两个算例在罕遇地震性能点处的层间侧移角分布对比. 由图可知, HFT-30 和 CFT-30 的层间侧移角沿高度分布均匀, 无薄弱层. 同时, 由于在设计阶段采用了相同的层剪力分布模式, 它们的分布趋势也基本相同. HFT-30 各层的层间侧移角均比 CFT-30 大, 最大相差 16.8%, 但

均符合层间位移角 2% 的规范限值要求.

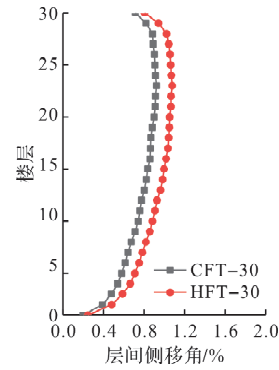


图 7 罕遇地震性能点处层间侧移分布
Fig. 7 The story drift distribution of models at performance point

3 动力弹塑性分析

3.1 地震波选取

选取合适的地震波是保证时程分析结果可靠性的关键. 根据抗规^[5] 中的规定, 时程分析应根据建筑场地类别和设计分组选择实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线, 且实际强震记录的数量不宜小于 2/3. 因此, 根据算例的场地条件和地震分组, 从 PEER 平台中严格筛选了 7 条频谱特性各不相同的远场地震波, 然后使用人工波生成软件得到了 2 条人工波, 地震波的基本信息见表 5. 图 8 将每条地震波的加速度峰值调整到 70 cm/s^2 , 然后将其对应的加速度反应谱曲线与设计反应谱进行了对比.

表 5 天然波基本信息

Tab. 5 Ground motion records of natural wave

天然波编号	地震事件	记录台站	<i>M</i>	<i>R</i> /km	<i>PGA</i> /g	<i>PGV</i> /cm · s ⁻¹
RSN9	Borrego	El Centro	6.50	56.88	0.066	6.2
RSN15	Kern country	Taft Lincoln School	7.36	38.89	0.159	15.2
RSN28	Parkfield	Cholame-Shandon Arrat #12	6.19	20.64	0.060	6.6
RSN93	San Fernando	Whitter Narrows Dam	6.61	39.45	0.101	10.1
RSN163	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	6.53	23.17	0.129	15.6
RSN172	Imperial Valley-06	El Centro Array #1	6.53	21.68	0.141	16.0
RSN186	Imperial Valley-06	Niland Fire Station	6.53	36.92	0.109	12.2

3.2 塑性铰分布

限于篇幅, 本文仅给出了 HFT-30 和 CFT-30 在 RSN28 波作用下的塑性铰分布, 详见图 9. 从图中可以看出, 在罕遇地震作用下, 耗能梁段作为主要耗能构件发挥了重要作用, 各层的耗能梁段均可进入屈服状态进行耗能, 而其他构件基本处于弹性状态, 塑性铰发展符合预期. 在相同地震波作用下, 与 CFT-30 相比, HFT-30 的耗能梁段塑性铰发展程度更高. 这主要是因为 HFT-30 抗侧刚度较小, 导致其层间侧移角比 CFT-30 大, 从而产生更大的耗能梁段剪切变形.

3.3 层间侧移分布

图 10 给出了两个算例在各条地震波作用下的层间侧移角分布, 以及层间侧移角平均值的对比. 在罕遇地震作用下, 两个算例的层间侧移角均小于抗规限值 1/50^[5], 而且层间侧移角沿高度的分布趋势基本一致, 无薄弱层. 然而, HFT-30 的各层层间侧移角平均值略高于 CFT-30, 主要是因为 HFT-30 的抗侧刚度较小. 两个算例结构的层间侧移角在结构下部楼层相差不大, 在中上部楼层差异最大, 约为 21%. 因此, HFT-30 的层间变形较大, 但总体上与 CFT-30 相比差异不大, 并且仍然满足结构弹塑性变形限值的要求.

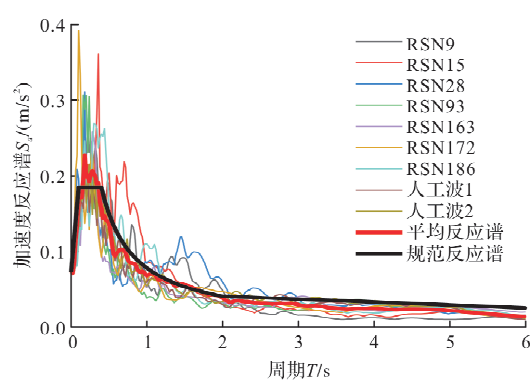


图 8 地震波频谱分析

Fig. 8 Spectrum analysis of seismic wave

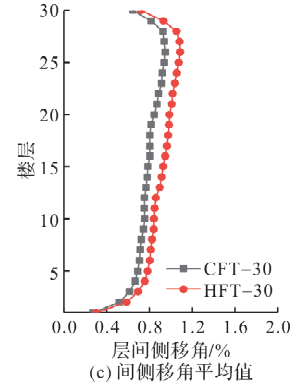


图 10 罕遇地震下层间算例侧移角分布

Fig. 10 The inter-story drift distribution of models under rare earthquakes

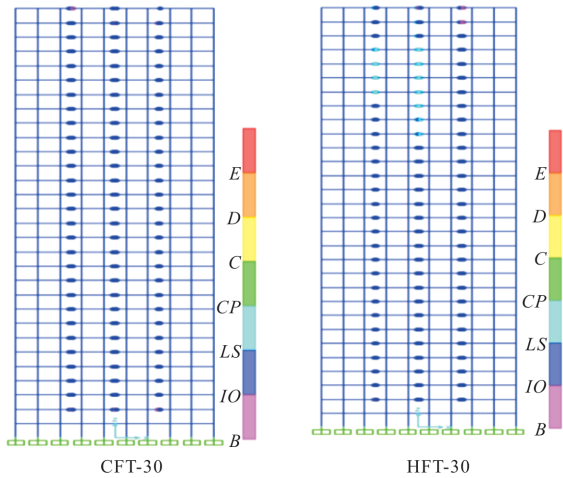


图 9 RSN28 波作用下算例塑性铰分布

Fig. 9 Plastic hinge distribution of analysis models under the action of RSN28 wave

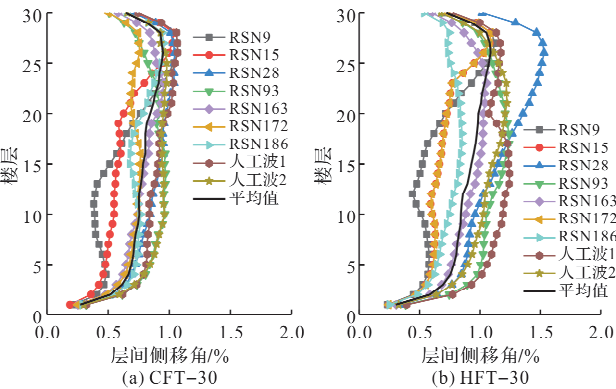


图 11 罕遇地震下残余层间侧移角平均值

Fig. 11 Average value of residual inter-story drift angle of models under rare earthquakes

4 用钢量对比

HFT-30 和 CFT-30 各构件及总用钢量及对比详见表 6.

表 6 用钢量对比(t)

Tab. 6 Comparison of steel consumption/t

算例	总用钢量	耗能梁段	裙梁	中柱	内柱	角柱	内梁
CFT-30	2 718. 8	18. 4	531. 9	1 076. 9	240. 0	258. 9	592. 7
HFT-30	2 303. 5	18. 7	428. 9	959. 4	203. 8	229. 7	463. 0
节省量	415. 3	-0. 3	103	117. 5	36. 2	29. 2	129. 7

从表中可以看出, 采用高强钢后, HFT-30 的总用钢量比同样层数的 CFT-30 节省了 415. 3 t, 约占 CFT-30 结构用钢量的 15. 3%. 其中, 算例的中柱、裙梁、角柱等结构的主要抗侧构件占总节

省量的 68%. 当结构总高度变大时, 结构对抗侧刚度的要求逐渐提高, 高强钢节省钢材的优势可能会越来越小, 但由于 HSS-SFT-RSL 结构具有良好的空间性能且结构刚度较大, 高强钢仍具有较

大的适用高度。因此,在相同设计条件下,满足设计要求的 HFT-30 比 CFT-30 节省约 15% 的钢材,减轻了结构自重,降低工程造价,具有一定的经济效益。

5 结论

本文在相同设计条件下,采用 PBDP 方法分别设计了 HSS-SFT-RSL 结构算例和含可更换剪切型耗能梁段的普通钢框筒结构(CS-SFT-RSL)算例,并对两者的有限元模型进行了静力弹塑性和动力弹塑性分析,对比了两者的抗震性能,主要结论如下:

(1)采用 PBDP 法设计的 HSS-SFT-RSL 结构和 CS-SFT-RSL 结构具有相近的性能水平,构件屈服顺序和破坏模式均符合设计预期,HSS-SFT-RSL 结构的抗侧刚度略低于 CS-SFT-RSL 结构,但 HSS-SFT-RSL 的极限承载力略高;

(2)HSS-SFT-RSL 结构和 CS-SFT-RSL 结构在罕遇水准地震作用下各层耗能梁段均可进入塑性耗散地震能量,其余构件处于弹性状态,层间侧移角均能满足规范限值要求,残余层间侧移角较小,可以实现耗能梁段的更换,但由于 HSS-SFT-RSL 结构采用了高强钢,构件截面减小,其层间变形和残余变形略大于 CS-SFT-RSL 结构;

(3)采用 PBDP 方法设计的 HSS-SFT-RSL 结构相较于 CS-SFT-RSL 结构,梁、柱构件截面尺寸更小,可节省约 15% 的钢材,具有一定的经济效益。

参考文献 References

- [1] LIAN M, CHENG Qianqian, ZHANG Hao, et al. Numerical study of the seismic behavior of steel frame-tube structures with bolted web-connected replaceable shear links [J]. Steel and Composite Structures, 2020, 35(3): 305-325.
- [2] 程倩倩,连鸣,苏明周,等.含可更换剪切型耗能梁段的钢框筒结构抗震性能研究[J].建筑钢结构进展,2020,22(1): 35-46.
CHENG Qianqian, LIAN Ming, SU Mingzhou, et al. Seismic behavior study of steel framed-tube structure with replaceable shear links [J]. Progress in Steel Building Structures, 2020, 22(1): 35-46.
- [3] 连鸣,韩文凯,莫文茹,等.可更换剪切型耗能梁段-高强钢框筒结构抗震性能分析[J].建筑结构,2020,50(1): 74-82.
LIAN Ming, HAN Wenkai, MO Wenru, et al. Investigation on seismic performance of high-strength steel fabricated steel framed-tube structure with replaceable shear type energy-dissipated beam section [J]. Building Structures, 2020, 50(1): 74-82.
- [4] 连鸣,周玉浩,韩文凯.带耗能梁段的高强钢框筒结构抗震性能试验研究与数值分析[J].土木与环境工程学报(中英文),2021,43(3): 24-36.
LIAN Ming, ZHOU Yuhao, HAN Wenkai, et al. Ex-

- perimental and numerical analysis of seismic performance of high-strength steel fabricated-tube structures with replaceable shear link [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2021, 43(3): 24-36.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.建筑抗震设计规范:GB 50011-2010 [S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for seismic design of building: GB 18306-2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [6] ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE 7-10 [S]. Virginia: American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010.
- [7] 吕西林.建筑结构抗震设计理论与实例[M].上海:同济大学出版社,2002.
LU Xilin. Theory and example of seismic design of building structures [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2002.
- [8] NAEIM F, BHATIA H, LOBO R M. Performance based seismic engineering [M]. The Seismic Design Handbook, 2001: 757-792.
- [9] ATC. Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings: ATC-40 [S]. Reston, VA: Applied Technology Council Engineers, 1996.
- [10] ASCE. Seismic rehabilitation of existing buildings: ASCE/SEI 7-10 [S]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [11] FEMA. Seismic performance assessment of buildings: Volume 1-Methodology (FEMA-P58-1) [S]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [12] FEMA. Seismic performance assessment of buildings: Volume 2-Implementation guide (FEMA-P58-2) [S]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [13] SCHAO S H, GOEL S C, LEE S S. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structure [J]. Earthquake Spectra, 2007, 23 (3): 547-69.
- [14] LEE S S, GOEL S C, CHAO S H. Performance-based seismic design of steel moment frames using target drift and yield mechanism [C]//13th World Conf Earthq Eng. Dissertation Abstracts International, 2004: 266-280.
- [15] CHAO S H, GORL S C. Performance-based seismic design of eccentrically braced frames using drift and yield mechanism as performance criteria [J]. Engineering Journal, 2006, 43(3): 173-200.
- [16] 陆新征,叶列平,缪志伟.建筑抗震弹塑性分析[M].北京:中国建筑工业出版社,2009.
LU Xinzhen, YE Lieping, MIU Zhiwei. Elasto-plastic analysis of buildings against earthquake [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.

- [17] 门进杰, 周婷婷, 张雅融, 等. 钢筋混凝土柱-钢梁组合框架结构基于性能的抗震设计方法和量化指标[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(S2): 28-34.
MEN Jinjie, ZHOU Tingting, ZHANG Yarong, et al. Performance-based seismic design method and quantified performance index of RCS composite frame structure[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(S2): 28-34.
- [18] 郝际平, 袁昌鲁, 樊春雷, 等. 钢板剪力墙结构基于性能的塑性设计方法研究[J]. 工程力学, 2015, 32(7): 118-127.
HAO Jiping, YUAN Changlu, FAN Chunlei, et al. Performance-based plastic design method for the slender unstiffened steel plate shear walls[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(7): 118-127.
- [19] 程倩倩, 连鸣, 苏明周, 等. 含端板螺栓连接耗能梁段的高强钢框筒结构基于性能的塑性设计方法研究[J]. 工程力学, 2021, 38(7): 167-182.
CHENG Qianqian, LIAN Ming, SU Mingzhou, et al. Performance-based plastic design method for high strength steel framed-tubes with endplate connected shear links[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(7): 167-182.
- [20] 张浩, 连鸣, 苏明周. 耗能梁段布置方式对含可更换剪切型耗能梁段的高强钢框筒结构抗震性能的影响[J]. 建筑钢结构进展, 2020, 22(5): 51-63, 132.
ZHANG Hao, LIAN Ming, SU Mingzhou. Effects of layout of shear links on the seismic performance of high-strength steel framed-tube structure [J]. Progress in Steel Building Structures 2020, 22(5): 51-63, 132.
- [21] Federal Emergency Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356[S]. Washington, DC: Rehabilitation Requirement, 2000.
- [22] 杨文侠, 李春燕, 顾强. Y形偏心支撑钢框架 SAP2000 非线性分析模型 [J]. 兰州理工大学学报, 2010, 36(6): 111-114.
YANG Wenxia, LI Chunyan, GU Qiang. Nonlinear analysis model SAP2000 for eccentrically braced steel frames with Y-links [J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2010, 36(6): 111-114.
- [23] 连鸣, 程倩倩, 苏明周, 等. 带端板螺栓连接可更换耗能梁段的高强钢框筒结构抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2021, 42(11): 29-40.
LIAN Ming, CHENG Qianqian, SU Mingzhou, et al. Experimental study on seismic performance of high-strength steel framed-tube structures with end-plate connected replaceable shear links [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(11): 29-40.

(编辑 郑晓龙 沈 波)

(上接第 29 页)

- [18] WAN Xusheng, LAI Yuanming, WANG Chong. Experimental study on the freezing temperatures of saline silty soils [J]. Permafrost and Periglacial Processes, 2015, 26(2): 175-187.
- [19] 刘娉慧, 王俊臣, 蒋剑, 等. 硫酸盐渍土盐胀特性试验及分析[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2005, 35(1): 74-78.
LIU Pinghui, WANG Junchen, JIANG Jian, et al. Experimental researches and analysis of expansion characteristics of sulphate salty soil[J]. Journal of Jilin University (Earth Science Edition), 2005, 35(1): 74-78.
- [20] 邴慧, 武俊杰, 邓津. 黄土状盐渍土洗盐前后物理力学性质的变化[J]. 冰川冻土, 2011, 33(4): 796-800.
BING Hui, WU Junjie, DENG Jin. Variations of physical and mechanical properties of saline loess before and after desalting[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2011, 33(4): 796-800.
- [21] 郭琳, 王正君, 赵安平, 等. 大庆地区碳酸盐渍土室内冻胀试验研究[J]. 黑龙江大学学报, 2021, 12(1): 17-20.
GUO Lin, WANG Zhengjun, ZHAO Anping, et al. Laboratory frost heave test of carbonate soil in Daqing area[J]. Journal of Engineering of Heilongjiang University, 2021, 12(1): 17-20.
- [22] 郭小文, 李伟. 新疆阿拉山口地区盐渍土盐胀与溶陷特性研究[J]. 城市道桥与防洪, 2020(5): 239-242, 252, 28.
GUO Xiaowen, LI Wei. Study on characteristics of salt swelling and subsidence of saline soil in alataw pass of Xinjiang[J]. Urban Roads and Bridges and Flood Control, 2020(5): 239-242, 252, 28.
- [23] 任亚军, 张卫兵. 单向冻结条件下硫酸钠盐渍土的冻结温度试验研究[J]. 长江科学院院报, 2023(40)3: 124-130, 137.
REN Yajun, ZHANG Weibing. Experimental study on freezing temperature of sodium sulfate saline soil under unidirectional freezing[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2023(40)3: 124-130, 137.
- [24] A, LA, IGLESIA, et al. Salt crystallization in porous construction materials: estimation of crystallization pressure[J]. Journal of crystal growth, 1997, 177(1-2): 111-118.
- [25] 黄明. 内陆盐渍土工程特殊性与地基处理新技术[M]: 西安: 陕西科学技术出版社, 2016: 1-8.
HUANG Ming. Engineering particularities of inland saline soil and new ground treatment technology[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 2016: 1-8.

(编辑 郑晓龙 沈 波)