

引文格式:王 凤,陈树利,袁梦皓,等.装配式高强钢组合延性桁框结构滞回性能研究[J].建筑科学与工程学报,2024,41(5):23-32.

WANG Feng, CHEN Shuli, YUAN Menghao, et al. Research on hysteretic behavior of prefabricated special truss moment frame fabricated with high-strength steel[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2024, 41(5): 23-32.

DOI:10.19815/j.jace.2022.10093

装配式高强钢组合延性桁框结构滞回性能研究

王 凤¹, 陈树利², 袁梦皓¹, 李 宁³, 王珊珊⁴

(1. 兰州理工大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 山东工业职业学院 建筑与信息工程学院, 山东 淄博 256414; 3. 北京中信渤海铝幕墙装饰工程有限公司, 北京 101200; 4. 河北机电职业技术学院 材料与建筑工程系, 河北 邢台 054002)

摘要:为研究装配式高强钢组合延性桁框结构(HSS-PSTMF)的抗震性能并扩展其工程应用,通过ABAQUS有限元软件建立了不同耗能段长度和节间数量的HSS-PSTMF模型;对装配式高强钢组合延性桁框结构的滞回性能进行了数值分析,研究了耗能段长度、节间数量及长深比对结构承载力、刚度、延性和耗能能力的影响规律。结果表明:延性桁框结构(STMF)体系中主要通过耗能段耗散地震能量;改变耗能段长度对结构的承载力、延性、刚度、耗能能力影响较大;当耗能段长度一定时,改变耗能段节间数量对结构的承载力、延性、耗能能力影响较小;耗能段长度介于 $0.2L \sim 0.4L$ (L 为跨度)之间且耗能段任何节间的长深比在 $0.67 \sim 1.5$ 时结构抗震性能较好;耗能段长度介于 $0.4L \sim 0.5L$ 时,在满足结构安全性要求的前提下,可以将结构的长深比提高到3。

关键词:装配式高强钢组合延性桁框结构;承载力;滞回性能;耗能段长度

中图分类号: TU392

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2024)05-0023-10

Research on hysteretic behavior of prefabricated special truss moment frame fabricated with high-strength steel

WANG Feng¹, CHEN Shuli², YUAN Menghao¹, LI Ning³, WANG Shanshan⁴

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China; 2. School of Architecture and Information Engineering, Shandong Vocational College of Industry, Zibo 256414, Shandong, China; 3. Beijing CITIC Bohai Aluminum Curtain Wall Decoration Engineering Co., Ltd., Beijing 101200, China; 4. Department of Materials and Architectural Engineering, Hebei Institute of Mechanical and Electrical technology, Xingtai 054002, Hebei, China)

Abstract: In order to study the seismic performance of prefabricated special truss moment frame fabricated with high-strength steel (HSS-PSTMF) and expand its engineering applications, the HSS-PSTMF models were established using ABAQUS finite element software for different energy dissipation section lengths and number of internodes. The numerical analysis was conducted on the hysteresis performance of prefabricated special truss moment frame fabricated with high-strength steel. The influences of the length of energy dissipation section, the number of internodes, and the length-to-depth ratio on the structural bearing capacity, stiffness,

ductility, and energy dissipation capacity were studied. The results show that in special truss moment frame (STMF) system, seismic energy is mainly dissipated through energy dissipation sections. Changing the length of energy dissipation section has a significant impact on the bearing capacity, ductility, stiffness, and energy dissipation capacity of structure. When the length of energy dissipation section is constant, changing the number of internodes has a relatively small impact on the structural bearing capacity, ductility, and energy dissipation capacity. The seismic performance of structure is better when the length of the energy dissipation section is between $0.2L$ - $0.4L$ (L is span) and the length-to-depth ratio of any internodes of energy dissipation section is between 0.67 - 1.5 . When the length of energy dissipation section ranges from $0.4L$ to $0.5L$, the length-to-depth ratio of structure can be increased to 3 while meeting the safety requirements of structure.

Key words: prefabricated special truss moment frame fabricated with high-strength steel; bearing capacity; hysteresis performance; length of energy dissipation section

Author resume: WANG Feng (1985-), female, PhD, associate professor, E-mail: wangfeng5776@163.com.

0 引言

目前中国多高层装配式钢结构建筑可选用的结构体系较少,对于一些多高层住宅、超市、机场等建筑的适应性不高,并且梁柱等构件的设计与维护体系不能很好匹配,“肥梁胖柱”、“露梁露柱”等问题严重。装配式高强钢组合延性桁框结构(HSS-PSTMF)延续了延性桁框结构(STMF)的设计思路^[1-2],对于塑性变形较大的桁架梁跨中耗能段部分采用低屈服强度的普通钢材,更好地集中耗能,而对于塑性变形较小的非耗能段桁架梁和框架柱采用高强度钢材,可以有效减小柱截面,使建筑空间布置更加灵活;建筑的内装修管线可以从桁架梁腹杆空档中穿过,节省空间的同时也实现了装饰装修和结构主体相分离。设计要求在大震作用下耗能段外的桁架梁、柱构件处于弹性状态或发展部分塑性,而耗能段进入弹塑性状态耗能,不仅抗震性能好、震后修复方便,还可以推广高强钢在中国抗震设防地区的应用^[3]。

延性桁框结构是《美国钢结构建筑抗震规范》(ANSI/AISC 341-16,简称美国规范)^[4]中提出的一种抗侧力体系,与中国常用的钢结构体系相比,既有开放空间、大跨度的特点,还有抗侧刚度大、抗震性能好的优势。国外对于延性桁框结构的研究主要集中在美国学者 Goel 及其研究团队。Goel 等^[1-2]以往的研究表明,与普通抗弯框架相比,STMF 可以增强结构的抗震性能。Parra-Montesinos 等^[5-6]对悬臂式双槽钢组合构件和双空心截面进行滞回加载

试验,结果表明这两种截面均有较好的塑性转动能力。Jiansinlapadamrong 等^[7]提出了一种由双槽钢组合截面与中心扣板连接的抗震结构,通过对不同参数的试件进行单调加载和循环加载研究表明,双槽钢组合构件的延性好,易于制造,可作为抗震体系的受弯构件。Jiansinlapadamrong 等^[8]对 3 个不同特殊段布局的 STMF 进行有限元分析表明,STMF 特殊段的长深比可从 1.5 增加至 3.0。

中国关于 STMF 的研究相对较少,郭兵等^[9-11]提出了在桁架跨中设置 X 形弱腹杆、空腹式消能段、屈曲约束支撑的 STMF 结构,给出了结构的简化计算模型和设计承载力计算方法。延性桁框结构已经在中国北京太古里苹果店的加固改造项目中得到了首例应用^[12],且《延性桁框结构技术规程》已颁布,为该结构在中国的广泛应用奠定了基础。

以往关于延性桁框结构的研究主要集中在耗能段及桁架梁部分,对体系整体性能的研究较少。本文采用 ABAQUS 有限元软件建立了多个不同耗能段长度的 HSS-PSTMF,并在每个耗能段长度取不同的节间数量进行分析,研究耗能段长度和节间数量对结构承载力、刚度退化、延性和耗能能力的影响规律,并基于分析结果给出相关的建议。

1 有限元模型验证

1.1 有限元模型建立

选取文献[13]中的 STMF-1 试验试件作为模型验证试件,桁架跨度为 9 698 mm,高度为 5 976 mm。采用 ABAQUS 有限元软件建立的试件模型

的几何尺寸与试验^[13]相同,施加相同的位移荷载。在分析模型中,所有构件均采用实体单元,钢材的弹性模量 $E=2.06\times10^5$ MPa。

试验的有限元模型如图 1 所示,模型的边界条件与试验相同,柱底铰接,约束弦杆在平面外的位移。在加载梁顶部施加位移荷载,前 3 级每级循环 6 次,第 4 级循环 4 次,后 3 级每级循环 2 次,加载制度如图 2 所示。

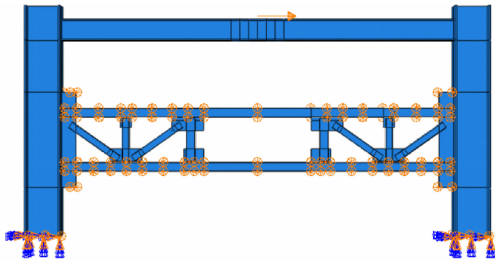


图 1 有限元模型
Fig. 1 Finite element model

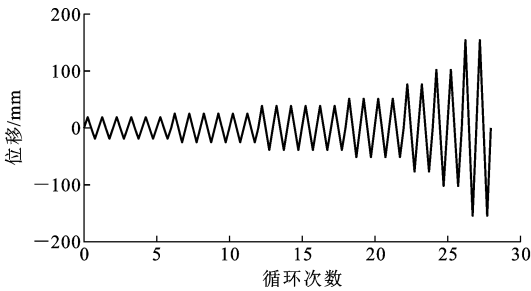


图 2 加载制度
Fig. 2 Loading system

1.2 有限元分析与试验结果对比

图 3 为 STMF-1 试件的破坏形态,随着加载位移的增加,有限元和试验试件都在耗能梁段末端首先屈服,两者的破坏模式基本一致。

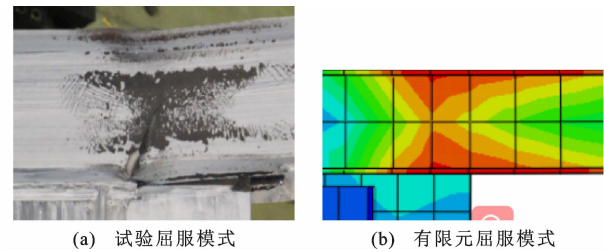


图 3 STMF-1 试件的屈服模式
Fig. 3 Yield pattern of specimen STMF-1

图 4 为有限元分析与试验的滞回曲线对比结果。由图 4 可知,有限元和试验的滞回曲线总体较为吻合。表 1 给出了有限元分析与试验数据的关键点指标对比结果。由表 1 可知,有限元模拟极限荷载等结果较试验值偏高,但相差较小。在试验中,当

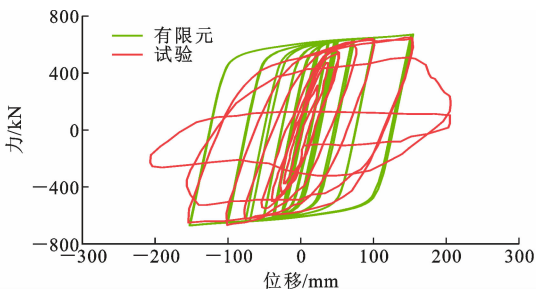


图 4 有限元与试验滞回曲线对比
Fig. 4 Comparison of hysteresis curve between finite element and test

表 1 试验和有限元计算结果对比
Table 1 Comparison of experimental and finite element calculation results

性能指标	极限位移/mm	极限荷载/kN
试验	152.508	649.412
有限元	154.793	671.420
相对误差/%	1.5	3.4

层间位移角超过 3% 时,由于特殊段弦杆开始出现屈曲,试件的强度逐渐开始下降。当层间位移角达到 4% 的第 2 个循环时,特殊段大部分弦杆在塑性铰处发生扭曲,试件的强度急剧下降。有限元分析中,为了避免试件发生平面外失稳,限制了弦杆的平面外位移,故有限元模拟中耗能段弦杆不会发生扭曲,所以有限元滞回曲线未出现明显下降段。有限元模型没有考虑试验构件的各种初始缺陷以及试验加载过程中连接处出现的松动和滑移,得到的滞回曲线较为饱满,但极限荷载等关键数据差别不大,故有限元建模过程可用于后续的有限元分析中。

2 结构设计和模型建立

2.1 原型结构设计

根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017,简称“17 钢标”)^[14] 和美国规范设计了一个两层结构,X 方向跨度为 24 m,Y 方向跨度为 6 m,一层层高为 7.5 m,二层层高为 5.5 m,在 X 方向设置 STMF 来抵抗地震力,Y 方向为普通桁架梁。结构中框架柱采用 Q460 钢材,内灌 C50 混凝土,STMF 桁架梁跨中耗能段部分采用 Q235 钢材,其余杆件均采用 Q460 钢材。楼面恒载为 5 Pa,活载为 2.5 Pa,屋面活载为 2 Pa。荷载通过均布面荷载的方式施加到结构上;抗震计算方法采用振型分解反应谱法,抗震设防烈度为 8 度,设计分组为第 3 组,Ⅱ类场地,多遇地震和罕遇地震作用下的地震影响系数分别为 0.16 和 0.9。采用 MIDAS GEN 对结构进行建模,

验算结构的强度、稳定性均满足 17 钢标^[14]的要求。计算所需的构件截面尺寸如表 2 所示,取底层 ST-MF 框架为标准模型进行分析。

表 2 构件截面尺寸
Table 2 Component section size

构件	截面尺寸
钢管混凝土柱	□600×16
弦杆	2 ￠200×75×9×11
普通段腹杆	2 ￠200×75×9×11
耗能段腹杆	2 ￠126×53×5.5×9

2.2 结构节点设计

梁柱连接是延性桁架结构实现装配化连接的重要内容,根据《矩形钢管混凝土结构技术规程》(CECS 159—2004)^[15],本文设计了快速安装、便于施工的外环板-端板节点^[16]。该节点由外环板和端板组成,如图 5 所示。外环板通过焊接的方式与钢管混凝土柱连接,两块端板通过高强螺栓连接,外环板和端板以焊接的方式连接在一起,与结构形成一个整体。外环板由 4 块环板和一块小竖板组成,端板之间采用摩擦型高强度螺栓连接,螺栓公称直径为 M22,采用标准圆孔,孔径为 24 mm,钢材材质均为 Q460。

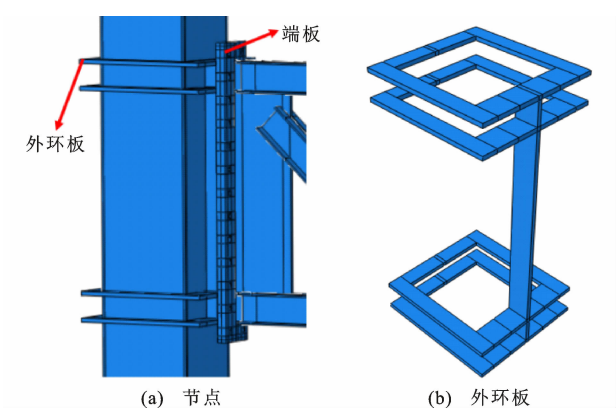


图 5 节点细部
Fig. 5 Details of node

2.3 材料本构模型

模型中采用 3 种材料属性,分别为 Q460 钢材、C50 混凝土、Q235 钢材,其中钢管采用 Q460 钢材,内灌 C50 混凝土,普通段弦杆和腹杆、节点区域采用 Q460 钢材,将加载梁设置为刚性梁,耗能段弦杆和腹杆采用 Q235 钢材。钢管采用二次塑流模型,其本构关系如式(1)所示,其余钢材采用理想弹塑性模型,其本构关系如图 6 所示,其中 σ 为应力, ϵ 为应变, σ_y 为屈服应力, ϵ_y 为屈服应变。混凝土采用塑性损伤模型,其受压性能的本构关系如式(2)所示,

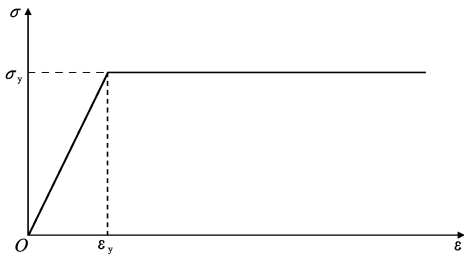


图 6 理想弹塑性模型
Fig. 6 Ideal elastoplastic model

受拉性能的本构关系采用开裂应力-断裂能 (GFI)^[17]的方式定义。钢管与混凝土之间法线方向的接触关系采用硬接触,切线方向主要传递摩擦力,摩擦因数为 0.6^[18]。

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \epsilon_s \leq \epsilon_e \\ -A \epsilon_s^2 + B \epsilon_s + C & \epsilon_e < \epsilon_s \leq \epsilon_{e1} \\ f_y & \epsilon_{e1} < \epsilon_s \leq \epsilon_{e2} \\ f_y (1 + 0.6 \frac{\epsilon_s - \epsilon_{e2}}{\epsilon_{e3} - \epsilon_{e2}}) & \epsilon_{e2} < \epsilon_s \leq \epsilon_{e3} \\ 1.6 f_y & \epsilon_s > \epsilon_{e3} \end{cases} \quad (1)$$

式中: σ_s 为钢材应力; ϵ_s 为钢材应变; ϵ_e 为钢材弹性应变, $\epsilon_e = 0.8 f_y / E_s$; E_s 为钢材弹性模量; f_y 为钢材的屈服强度; $\epsilon_{e1} = 1.5 \epsilon_e$; $\epsilon_{e2} = 10 \epsilon_{e1}$; $\epsilon_{e3} = 100 \epsilon_{e1}$; $A = 0.2 f_y$ 。

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta_0 (x-1)^\eta + x} & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

式中: $x = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}$; ϵ 为核心混凝土的应变; ϵ_0 为核心混凝土的峰值应变, $\epsilon_0 = \epsilon_c + 800 \zeta^{0.6} \times 10^{-6}$; ϵ_c 为核心混凝土的纵向应变, $\epsilon_c = (1300 + 12.5 f'_c) \times 10^{-6}$; σ_0 为核心混凝土的峰值应力, $\sigma_0 = f'_c$; f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度; ξ 为钢管混凝土约束效应系数; η 为轴力坐标值, $\eta = 1.6 + 1.5/x$; β_0 为与约束效应系数有关的变量, $\beta_0 = \frac{f'_c{}^{0.1}}{1.2 \sqrt{1+\xi}}$ 。

2.4 加载方式

由于在实际结构中可以通过楼板保证水平荷载有效传递到两柱间,所以模型通过加载梁在两个柱顶同步施加水平位移,如图 7 所示。模型分析过程中,分两步进行荷载施加,先在柱顶施加竖向荷载,再在左柱端部施加水平荷载。根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ/T 101—2015)^[19]中的要求,按照 $\pm \Delta_y/4$ 、 $\pm \Delta_y/2$ 、 $\pm \Delta_y$ 、 $\pm 2\Delta_y$ 、 $\pm 3\Delta_y$ (Δ_y 为结构的屈服位移)等进行循环加载,模型屈服之前每级荷载循

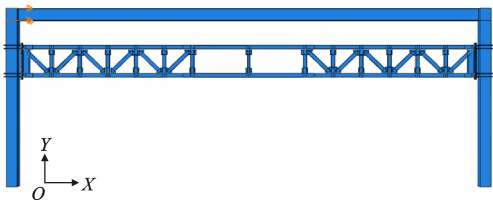


图 7 施加水平位移

Fig. 7 Applied horizontal displacement

环 1 次,屈服之后每级荷载循环 3 次。当出现下列情况即可认为结构破坏^[20]:①框架侧移角达到 5%;②水平承载力下降到峰值的 85%。对模型进行单向推覆分析,并采用等效刚度法^[3]确定结构的屈服位移。

3 HSS-PSTMF 抗震性能研究

3.1 模型设计

美国规范中对 STMF 有如下规定(图 8):

- (1)STMF 的跨度 L 不得超过 20 m。
- (2)桁架梁的高度 H 不超过 1.8 m。
- (3)耗能段的长度应在跨度的 0.1 倍~0.5 倍之间。
- (4)耗能段每个节间的长深比应在 0.67~1.5 之间。

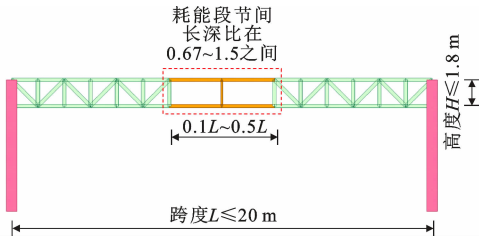


图 8 美国规范中 STMF 的参数

Fig. 8 Parameters of STMF in US specification

根据 Chao 等^[13]的研究成果,STMF 特殊段的长深比可从 1.5 增加至 2.5。根据美国规范及已有研究成果,本文设计的 12 个模型参数如表 3 所示。

图 9 为 HSS-STMF 的屈服模式,其中 F_1 、 F_2 和 F_3 分别为每一层的侧向力。屈服首先发生在耗能段竖杆的末端,然后弦杆末端屈服,最后柱脚达到屈服,结构破坏,这种屈服模式符合“强柱弱梁”^[21]的设计思想。

3.2 模型滞回曲线

图 10 为各模型的滞回曲线。模型的滞回曲线均饱满、稳定、无捏拢,表现出良好的耗能能力。所有模型的框架侧移角均达到了 5%。以下将对有限元计算结果进行分析,研究耗能段长度、节间数量及

表 3 各模型参数

Table 3 Parameters of each model

模型编号	耗能段长度/m	节间数量	长深比
HSS-PSTMF1	6	2	2.00
HSS-PSTMF2	6	3	1.33
HSS-PSTMF3	6	4	1.00
HSS-PSTMF4	6	5	0.80
HSS-PSTMF5	9	2	3.00
HSS-PSTMF6	9	3	2.00
HSS-PSTMF7	9	4	1.50
HSS-PSTMF8	9	5	1.20
HSS-PSTMF9	12	2	4.00
HSS-PSTMF10	12	3	2.67
HSS-PSTMF11	12	4	2.00
HSS-PSTMF12	12	5	1.60

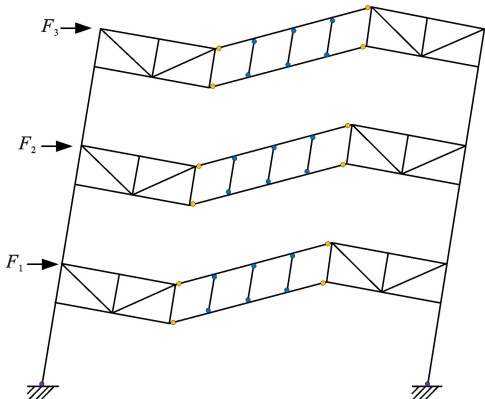


图 9 HSS-PSTMF 的屈服模式

Fig. 9 Yield model of HSS-PSTMF

长深比对延性桁架结构承载力、刚度退化、延性和耗能能力的影响规律。

3.3 承载力

各模型的极限承载力对比如表 4 所示。对比可知,节间数量相同时,模型的极限承载力随着耗能段长度的增加而降低。节间数量为 2 的模型极限承载力变化幅度为 19.7%,节间数量为 3 的模型极限承载力变化幅度为 23%,节间数量为 4 的模型极限承载力变化幅度为 24.2%,节间数量为 5 的模型极限承载力变化幅度为 26.3%,说明耗能段长度对模型的极限承载力影响较大,而且随着节间数量的增加,不同耗能段长度模型的极限承载力变化幅度增大。随着节间数量的增多,耗能段长度为 6 m 和 9 m 的模型极限承载力呈上升趋势。耗能段长度为 6 m 的模型极限承载力变化幅度为 4.8%,耗能段长度为 9 m 的模型极限承载力变化幅度为 2.4%,耗能段长度为 12 m 的模型极限承载力变化幅度为 0.7%,说明改变节间数量对模型极限承载力影响较

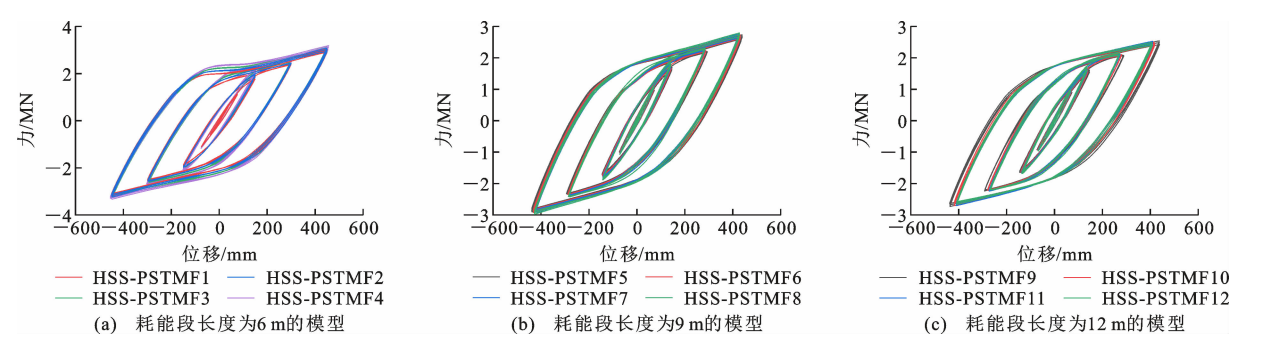


图 10 各模型滞回曲线

Fig. 10 Hysteresis curve of each model

表 4 抗震性能指标

Table 4 Seismic performance indicators

模型编号	屈服荷载/kN	屈服位移/mm	极限承载力/kN	极限位移/mm	延性系数	等效黏滞阻尼系数	耗散能量/ 10^6 J
HSS-PSTMF1	1 924.36	186.0	2 895.87	375	2.02	0.286 6	11.51
HSS-PSTMF2	2 000.87	183.0	2 953.00	375	2.05	0.290 9	11.84
HSS-PSTMF3	2 080.22	184.0	2 985.28	375	2.03	0.295 8	12.07
HSS-PSTMF4	2 162.82	186.0	3 036.21	375	2.01	0.298 2	12.60
HSS-PSTMF5	1 731.25	174.0	2 592.35	375	2.16	0.290 1	10.11
HSS-PSTMF6	1 762.45	170.0	2 608.48	375	2.21	0.286 8	9.91
HSS-PSTMF7	1 808.12	167.0	2 627.72	375	2.25	0.286 1	9.79
HSS-PSTMF8	1 855.70	164.0	2 656.02	375	2.28	0.285 0	10.06
HSS-PSTMF9	1 663.43	176.5	2 418.76	375	2.12	0.295 7	9.46
HSS-PSTMF10	1 647.72	165.0	2 401.29	375	2.27	0.292 0	8.89
HSS-PSTMF11	1 670.55	160.0	2 404.05	375	2.34	0.289 4	8.69
HSS-PSTMF12	1 667.05	159.0	2 404.05	375	2.36	0.293 6	8.69

注:极限位移对应的即为破坏位移,极限承载力对应的即为破坏承载力。

小。随着耗能段长度的增加,不同节间数量模型的极限承载力变化幅度减小。

当耗能段长度为 6 m 和 9 m 时,模型的极限承载力随着长深比的增加而降低,当耗能段长度为 12 m 时,模型的极限承载力随着长深比的增加先降低后增加,但变化幅度不大。当耗能段长度为 6 m,长深比为 0.8 时模型的极限承载力最高;当耗能段长度为 9 m,长深比为 1.2 时模型的极限承载力最高;当耗能段长度为 12 m,长深比为 4 时模型的极限承载力最高。

3.4 延性

结构的延性是指构件或结构屈服以后,具有承载力不降低或基本不降低且有足够塑性变形能力的一种性能。将延性系数 μ 作为结构的延性指标,计算公式为

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3)$$

式中: Δ_u 为结构或构件的极限位移。

屈服位移 Δ_y 由等效刚度法^[3]确定,如图 11 所

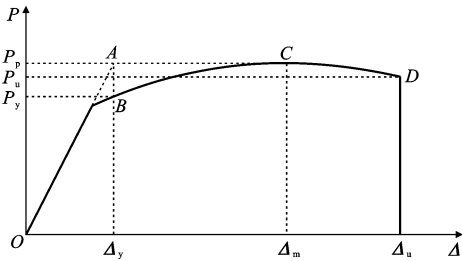


图 11 等效刚度法

Fig. 11 Equivalent stiffness method

示,其中 Δ_m 为极限荷载对应的结构或构件的位移, P_p 、 P_y 分别为结构或构件的极限荷载和屈服荷载, P_u 为结构或构件的极限位移对应的荷载。由于模型骨架曲线没有出现下降段,故取框架侧移角达到 5% 时所对应的位移为极限位移 Δ_u 。

各模型的延性系数见表 4,由表 4 可知,各模型的延性系数均大于 2,说明延性桁框结构具有良好的变形能力。对于耗能段长度为 6 m 的模型,随着节间数量的增加,结构的延性系数总体呈现出先增加后降低的趋势,延性系数的变化幅值为 1.8%。

对于耗能段长度为 9 m 和 12 m 的模型,结构的延性系数随着节间数量的增多而增加,延性系数的变化幅值为 5.8% 和 11%。说明改变节间数量对于耗能段长度较长的模型延性影响越大。对于节间数量为 2 的模型,随着耗能段长度的增加,结构的延性系数先增大后减小,延性系数的变化幅值为 6.8%。对于节间数量为 3、4、5 的模型,随着耗能段长度的增加,结构的延性系数增大,延性系数的变化幅值分别为 10.8%、15%、17.1%。改变耗能段长度对模型的延性影响较大,而改变节间数量对模型延性影响较小,节间数量越多,改变耗能段长度对于模型的延性影响越显著。

对于耗能段长度为 6 m 的模型,延性系数随着长深比的增加先增加后降低,长深比为 1.33 时,模型延性系数最高。对于耗能段长度为 9 m 和 12 m 的模型,延性系数随着长深比的增加而降低。对于耗能段长度为 9 m 的模型,长深比为 1.2 时,模型延性系数最高;对于耗能段长度为 12 m 的模型,长深比为 1.6 时,模型延性系数最高。

3.5 刚度退化

本文采用割线刚度 K_i 来表示结构的刚度退化特性,计算公式为

$$K_i = \frac{|P_i^+| + |P_i^-|}{|\Delta_i^+| + |\Delta_i^-|} \quad (4)$$

式中: P_i^+ 、 P_i^- 分别为第 i 级加载的正、负向峰值点荷载; Δ_i^+ 、 Δ_i^- 分别为第 i 级加载的正、负向峰值位移。

图 12 为由式(4)计算得到的各模型刚度退化曲线。由图 12 可知,当耗能段长度相同时,节间数量越多,模型的初始刚度大致呈增大趋势。说明耗能段竖杆可以有效提高结构的初始刚度。当节间数量相同时,耗能段越短,模型的初始刚度越大。

HSS-PSTMF1、HSS-PSTMF2、HSS-PSTMF3、HSS-PSTMF4 的刚度退化幅度分别为 5.8%、5.6%、4.8%、3.7%; HSS-PSTMF5、HSS-PSTMF6、HSS-PSTMF7、HSS-PSTMF8 的刚度退化幅度分别为 9.8%、8.2%、6.4%、4.9%; HSS-PSTMF9、HSS-PSTMF10、HSS-PSTMF11、HSS-PSTMF12 的刚度退化幅度分别为 8.4%、10.2%、9.2%、9.2%。说明对于耗能段长度为 6 m 和 9 m 的结构,结构的刚度退化幅度随节间数量的增加而减小,对于耗能段长度为 12 m 的结构,结构刚度退化的幅度随节间数量的增加先增加后减小。对于节间数量为 2 的结构,结构刚度退化的幅度随着耗能段长度的增加

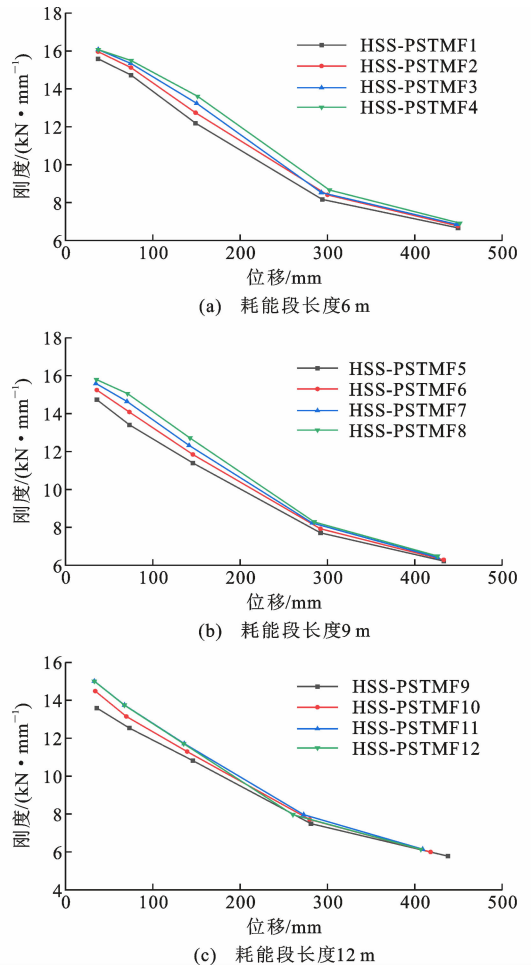


图 12 不同节间数量的刚度退化曲线
Fig. 12 Stiffness degradation curves with different number of internodes

先增加后减小,对于节间数量为 3、4、5 的结构,结构刚度退化的幅度随着耗能段长度的增加而增加。耗能段越长,结构的刚度退化程度越大。

对于耗能段长度为 6 m 和 9 m 的模型,刚度退化随着长深比的增加而增大,对于耗能段长度为 12 m 的模型,刚度退化随着长深比的增加先增大后减小。对于耗能段长度为 6 m 的模型,长深比为 0.8 时刚度退化幅度最小;对于耗能段长度为 9 m 的模型,长深比为 1.2 时刚度退化幅度最小;对于耗能段长度为 12 m 的模型,长深比为 4 时刚度退化幅度最小。

3.6 耗能能力

耗能能力是指构件在地震反复作用下吸收能量的大小,以滞回曲线包围的面积来衡量。工程上常用等效黏滞阻尼系数 h_e 表示结构的耗能能力,如图 13 所示, h_e 的计算公式为

$$h_e = \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{2\pi(S_{OBE} + S_{ODF})} \quad (5)$$

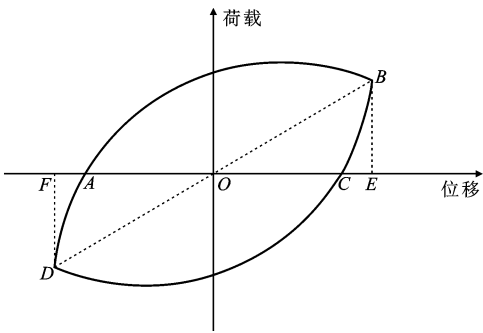


图 13 耗能指标的确定

Fig. 13 Determination of energy dissipation index

式中： S_{ABC} 、 S_{CDA} 、 S_{OBE} 、 S_{ODF} 分别为曲线 ABC 、曲线 CDA 、 $\triangle OBE$ 、 $\triangle ODF$ 包围的面积。

各模型等效黏滞阻尼系数见表 5。不同节间数量的模型等效黏滞阻尼系数在 0.28~0.30 之间,说明延性桁框具有较好的耗能能力。耗能段长度为 6 m 的模型等效黏滞阻尼系数随着节间数量的增加而增大,耗能段长度为 9 m 的模型等效黏滞阻尼系数随着节间数量的增加而减小,耗能段长度为 12 m 的模型等效黏滞阻尼系数随着节间数量的增加先减小后增加。说明对于耗能段长度较短的结构,节间数量的增加会使结构的耗能能力增强,而对于耗能段长度较长的结构,节间数量的增加会使结构的耗能能力减弱。耗能段长度为 6 m 的模型等效黏滞阻尼系数变化幅度为 4.05%,耗能段长度为 9 m 的模型等效黏滞阻尼系数变化幅度为 1.79%,耗能段长度为 12 m 的模型结构等效黏滞阻尼系数变化幅度为 2.18%。说明节间数量的变化对于耗能段长度较短的模型的耗能能力影响比较明显。

表 5 等效黏滞阻尼系数

Table 5 Equivalent viscous damping coefficient

模型编号	不同荷载等级时的等效黏滞阻尼系数		
	Δ_y	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$
HSS-PSTMF-1	0.115 4	0.259 5	0.286 6
HSS-PSTMF-2	0.110 8	0.263 8	0.290 9
HSS-PSTMF-3	0.098 6	0.264 2	0.295 8
HSS-PSTMF-4	0.089 7	0.265 1	0.298 2
HSS-PSTMF-5	0.106 0	0.249 3	0.290 1
HSS-PSTMF-6	0.106 6	0.246 0	0.286 8
HSS-PSTMF-7	0.104 1	0.244 4	0.286 1
HSS-PSTMF-8	0.100 7	0.248 4	0.285 0
HSS-PSTMF-9	0.095 0	0.245 8	0.295 7
HSS-PSTMF-10	0.098 2	0.239 3	0.292 0
HSS-PSTMF-11	0.099 5	0.237 6	0.289 4
HSS-PSTMF-12	0.102 2	0.242 8	0.293 6

对于节间数量为 2 的模型,随着耗能段长度的增加,等效黏滞阻尼系数增大。对于节间数量为 3、4、5 的模型,随着耗能段长度的增加,等效黏滞阻尼系数先减小后增大。节间数量为 2 和 3 的模型耗能段长度为 12 m 时等效黏滞阻尼系数最大,节间数量为 4 和 5 的模型耗能段长度为 6 m 时等效黏滞阻尼系数最大,说明对于耗能段长度较长的模型,节间数量少时模型的耗能能力较好;对于耗能段长度较短的模型,节间数量多时模型的耗能能力较好。

当耗能段长度为 6 m 时,随着长深比的增加,模型的等效黏滞阻尼系数减小。当耗能段长度为 9 m 时,模型的等效黏滞阻尼系数随着长深比的增加而增加。当耗能段长度为 12 m 时,模型的等效黏滞阻尼系数随着长深比的增加先减小后增加。当耗能段长度为 6 m 时,长深比为 0.8 的模型等效黏滞阻尼系数最大。当耗能段长度为 9 m 时,长深比为 3 的模型等效黏滞阻尼系数最大。当耗能段长度为 12 m 时,长深比为 4 的模型等效黏滞阻尼系数最大。

各模型总耗能如表 4 所示。由表 4 可知:对于耗能段长度为 6 m 的模型,模型的耗能能力随着节间数量的增加而增强;对于耗能段长度为 12 m 的模型,模型的耗能能力随着节间数量的增加而减弱;对于耗能段长度为 9 m 的模型,模型的耗能能力随着节间数量的增加先减弱后增强。对于耗能段长度为 6、9、12 m 的模型,随着节间数量的变化,模型的耗能能力变化幅度分别为 9.4%、3.2%、8.9%。说明对于耗能段长度不同的模型,节间数量对于模型的耗能能力影响有较大差异,对于耗能段长度为 6 m 的模型,模型的节间数量增加会增强模型的耗能能力,而对于耗能段长度为 12 m 的模型则相反,两者的耗能能力变化幅度相差不大。

当节间数量相同时,随着耗能段长度的增加,模型的耗能能力均有不同程度的降低,节间数量越多,不同耗能段长度的模型耗能能力下降幅度越大。节间数量为 2 的模型耗能能力下降幅度为 21.7%,节间数量为 3 的模型耗能能力下降幅度为 33.2%,节间数量为 4 的模型耗能能力下降幅度为 38.9%,节间数量为 5 的模型耗能能力下降幅度为 44.9%。说明改变耗能段长度对于模型的耗能能力影响更明显。

当耗能段长度为 6 m 时,模型的总耗能随着长深比的增加而减小。当耗能段长度为 9 m 时,模型的总耗能随着长深比的增加先减小后增加。当耗能

段长度为 12 m 时,模型的总耗能随着长深比的增加而增加。当耗能段长度为 6 m 时,长深比为 0.8 的模型总耗能最大;当耗能段长度为 9 m 时,长深比为 3 的模型总耗能最大;当耗能段长度为 12 m 时,长深比为 4 的模型总耗能最大。

3.7 层间位移与塑性变形

根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[22]中的相关规定,多高层钢结构的弹性层间位移角限值为 $1/250$,弹塑性层间位移角限值为 $1/50$ 。在结构循环加载的整个过程中,结构的塑性铰相继出现在耗能段竖杆末端、耗能段弦杆末端和柱脚,而耗能段之外的桁架梁仍处于弹性状态。因此,模型主要通过耗能段的塑性变形进行耗能。以 HSS-PSTMF1 为例,当层间位移角达到 $1/112$ 时,耗能段竖杆开始屈服,当层间位移角达到 $1/64$ 时,耗能段弦杆开始屈服,当层间位移角为 $1/50$ 时,耗能段弦杆末端完全进入屈服,此时柱脚还未达到屈服。说明 HSS-PSTMF 体系在小震下各构件不会发生破坏,在中震下可以通过更换耗能段竖杆实现结构的修复,在大震下结构不会出现倒塌,抗震性能良好。

4 结 语

(1)耗能段是 STMF 体系中的主要耗能部位,改变耗能段长度对结构的承载力、延性、刚度、耗能能力影响较大。耗能段长度一定时,改变耗能段节间数量对结构的承载力、延性、耗能能力影响较小。

(2)耗能段长度介于 $0.2L \sim 0.4L$ 之间且耗能段任何节间的长深比在 $0.67 \sim 1.5$ 内时结构抗震性能较好;耗能段长度介于 $0.4L \sim 0.5L$ 时,在满足结构安全性要求的前提下,可以将结构的长深比提高到 3。

参考文献:

References:

- [1] GOEL S C, ITANI A M. Seismic behavior of open-web truss-moment frames[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(6): 1763-1780.
- [2] BASHA H S, GOEL S C. Special truss moment frames with Vierendeel middle panel[J]. Engineering Structures, 1995, 17(5): 352-358.
- [3] 王 凤,苏明周,李 慎,等.多层高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2016, 49(3): 64-71, 97.

WANG Feng, SU Mingzhou, LI Shen, et al. Experi-

mental study on seismic behavior of multi-storey high strength steel composite Y-eccentrically braced steel frame[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(3): 64-71, 97.

- [4] Seismic provisions for structural steel buildings: AN-SI/AISC 341-16[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [5] PARRA-MONTESINOS G J, GOEL S C, KIM K Y. Behavior of steel double-channel built-up chords of special truss moment frames under reversed cyclic bending[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(9): 1343-1351.
- [6] SIMASATHIEN S, JIANSINLAPADAMRONG C, CHAO S H. Seismic behavior of special truss moment frame with double hollow structural sections as chord members[J]. Engineering Structures, 2017, 131: 14-27.
- [7] JIANSINLAPADAMRONG C, PRICE B, CHAO S H. Cyclic behavior of steel double-channel built-up components with a new lateral-torsional-buckling prevention detail[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(8): 04018127. 1-04018127, 15.
- [8] JIANSINLAPADAMRONG C, PARK K, HOOPER J, et al. Seismic design and performance evaluation of long-span special truss moment frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2019, 145(7): 04019053. 1-04019053, 16.
- [9] 郭 兵,王金涛,刘川川,等. X 形弱腹杆式延性桁框结构探讨[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(8): 119-125.
- GUO Bing, WANG Jintao, LIU Chuanchuan, et al. Study on special truss moment frames with weak X-diagonals[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(8): 119-125.
- [10] 郭 兵,张 帅,刘川川,等. 空腹式延性桁框结构探讨[J]. 建筑钢结构进展, 2013, 15(1): 1-7.
- GUO Bing, ZHANG Shuai, LIU Chuanchuan, et al. Study on special truss moment frames with vierendeel web members[J]. Progress in Steel Building Structures, 2013, 15(1): 1-7.
- [11] 郭 兵,鲍 镇,刘川川,等. 屈曲约束支撑式延性桁框结构探讨[J]. 土木工程学报, 2013, 46(6): 76-81.
- GUO Bing, BAO Zhen, LIU Chuanchuan, et al. Study on special truss moment frames with buckling restrained braces[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(6): 76-81.
- [12] 李 澈,张永丰,薛彦涛. 特殊桁框(STMF)结构特点及工程应用[J]. 建筑科学, 2019, 35(1): 124-129.
- LI Che, ZHANG Yongfeng, XUE Yantao. Character-

istics and application of special truss moment frame (STMF)[J]. Building Science,2019,35(1):124-129.

[13] CHAO S H,JIANSIN LAPADAMRONG C,SIMAS-ATHIEN S, et al. Full-scale testing and design of special truss moment frames for high-seismic areas [J]. Journal of Structural Engineering,2020,146(3): 04019229. 1-04019229. 15.

[14] 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
Standard for design of steel structures;GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2017.

[15] 矩形钢管混凝土结构技术规程:CECS 159—2004 [S]. 北京:中国计划出版社,2004.
Technical specification for structures with concrete-filled rectangular steel tube members; CECS 159—2004[S]. Beijing:China Planning Press,2004.

[16] 仇杰. 装配式交错桁架与方钢管混凝土柱外环板-端板节点抗震性能试验研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2017.
QIU Jie. Experimental study on seismic performance of assembled joints of steel staggered truss to concrete-filled square steel tube column with external diaphragm and end-plate connections[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology,2017.

[17] ZHENG L,WANG W D. Multi-scale numerical simulation analysis of CFST column-composite beam frame under a column-loss scenario [J]. Journal of Constructional Steel Research,2022,190:107151.

[18] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践[M]. 2 版. 北京:科学出版社,2007.
HAN Linhai. Concrete-filled steel tubular structure: theory and practice [M]. 2nd ed. Beijing: Science Press,2007.

[19] 建筑抗震试验方法规程:JGJ/T 101—2015[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015.
Specification for seismic test of buildings; JGJ/T 101—2015[S]. Beijing:China Architecture & Building Press,2015.

[20] ELLINGWOOD B R. Earthquake risk assessment of building structures [J]. Reliability Engineering & System Safety,2001,74(3):251-262.

[21] 郭靳时,金菊顺,庄新玲. 钢筋混凝土结构设计[M]. 武汉:武汉大学出版社,2013.
GUO Jinshi, JIN Jushun, ZHUANG Xinling. Reinforced concrete structure design[M]. Wuhan: Wuhan University Press,2013.

[22] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.
Code for seismic design of buildings;GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.