

交错桁架钢框架结构抗震设计方法研究

周绪红^{1,2},周志彬¹,周期石^{1†},黄伟¹,杨梦圆¹

(1. 中南大学土木工程学院,湖南长沙 410083;
2. 重庆大学土木工程学院,重庆 400045)

摘要:为实现交错桁架钢框架结构的延性设计,提高结构的抗震性能,通过研究桁架腹杆设计方法与结构层间位移角限值要求,提出了一种交错桁架钢框架结构抗震设计方法.首先分析了交错桁架钢框架结构中桁架的典型破坏机制,基于桁架空腹节间弦杆破坏的理想失效模式,提出了水平地震作用下桁架杆件的内力计算模型及罕遇地震作用下腹杆内力的调整方法;其次,基于桁架理想失效模式和极限变形能力,分析了罕遇地震下桁架层间位移角的组成,推导并提出了不同空腹节间距下结构的弹塑性层间位移角限值;最后,提出了水平地震作用下交错桁架钢框架结构抗震设计方法及流程.算例分析表明,采用本文提出的抗震设计方法,能有效地耗散地震能量,实现结构“强腹杆弱弦杆”和“大震不倒”的抗震设计目标.

关键词:交错桁架钢框架结构;层间位移角;弹塑性时程分析;抗震设计方法;抗震性能
中图分类号:TU318;TU391 **文献标志码:**A

Study on Seismic Design Method of Steel Staggered Truss Framing Systems

ZHOU Xuhong^{1,2}, ZHOU Zhibin¹, ZHOU Qishi^{1†}, HUANG Wei¹, YANG Mengyuan¹

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410083, China;
2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: To achieve the ductility design of steel staggered truss framing systems and improve seismic behavior of the whole structure, this paper proposes a seismic design method for the steel staggered truss framing system by studying the design method of web members and the limit of the inter-story drift ratio. The typical failure mechanism of the steel staggered truss framing systems is analyzed firstly, and based on the expected failure mode of the chords failure in vierendeel panels, the internal force calculation model of truss members under horizontal earthquake and the adjustment method of internal force of web members under rare earthquake are proposed. Secondly, based on the expected failure mode and the ultimate deformability of truss, the composition of truss inter-story drift ratio under rare earthquake is analyzed, and the limit value of elastoplasticity inter-story drift ratio under different lengths of vierendeel panels are derived and proposed. Finally, the seismic design method and process of steel staggered truss framing systems under horizontal earthquake are proposed. The calculation analysis of examples shows that the seismic design method proposed in this paper can effectively dissipate the seismic energy and achieve the seismic design

* 收稿日期:2021-08-24

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51978663), National Natural Science Foundation of China(51978663);“十三五”国家重点研发计划资助项目(2016YFC0701201), National Key Research and Development Program of China(2016YFC0701201);中南大学中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2019zzts875), Fundamental Research Funds for the Central Universities of Central South University(2019zzts875)

作者简介:周绪红(1956—),男,湖南南县人,博士,教授,中国工程院院士

† 通信联系人, E-mail: qishizhou@csu.edu.cn

goals of “strong web member, weak chord member” and “no collapse in the strong earthquake”.

Key words: steel staggered truss framing system; inter-storey drift ratio; elastic-plastic time-history analysis; seismic design method; seismic performance

交错桁架钢框架结构体系由柱、钢桁架、纵向框架梁和楼板组成,因结构中包含较多的轴心受力构件,与传统框架结构体系相比,能更有效地发挥材料性能,使结构用钢量显著降低.交错桁架钢框架结构体系中的桁架可采用混合式桁架、空腹式桁架或帕式桁架等,其中混合式桁架由于结构刚度适中且建筑上能提供内廊,其应用最为广泛^[1].

已有试验研究表明^[2-5],混合式交错桁架钢框架结构在低周往复荷载作用下表现为斜腹杆失效的脆性破坏特征,抗震性能较差.如何改善混合式交错桁架结构抗震性能已成为近年来该结构的研究热点,改进思路主要有两种:一是在不改变传统桁架形式的基础上,将混合式桁架空腹节间的弦杆设置为耗能段,以提高结构的抗震性能.美国钢结构协会发布的交错桁架体系设计指南^[6]中指出桁架空腹节间弦杆可以作为耗能构件,前提是需要保证斜腹杆一直处于弹性状态,但指南中未提出实现空腹节间弦杆耗能的设计计算方法.文献^[7]基于能量平衡对交错桁架延性区段空腹节间弦杆进行了塑性设计,并采用传统桁架简化计算模型^[6,8-9]对交错桁架的非延性区段构件进行弹性设计,由于传统桁架简化计算模型假定弦杆仅在空腹节间及与空腹节间相邻的节间连续、其余节间为铰接,其计算结果误差较大且此计算模型中受力最不利的腹杆即与空腹节间相邻的斜腹杆轴力计算值比真实值偏小;二是在传统交错桁架结构中增设耗能元件.如赵宝成等^[10]在交错桁架中内填Y形偏心腹杆,试验表明偏心腹杆式交错桁架滞回曲线比较饱满,结构的耗能能力较强. Kim等^[11-12]提出了在交错桁架结构底层支撑和第2层中部斜腹杆处设置防屈曲支撑或在桁架空腹节间设置摩擦阻尼器的方法,分析结果表明该方法能有效提高结构延性系数和极限层间位移角,降低结构的失效概率,增设耗能元件可有效提高交错桁架钢框架结构的抗震性能,但与空腹节间弦杆耗能结构相比,构造相对复杂.

在结构抗震设计中,为实现结构“大震不倒”的设防目标,一般采用弹塑性层间位移角限值确保结

构在罕遇地震下的最大变形不超过其极限变形^[13],与一般钢框架结构相比,交错桁架钢框架结构横向抗侧刚度大,弹塑性层间极限位移相对较小,一般钢框架结构的弹塑性层间位移角限值不适用于交错桁架钢框架结构.

为实现交错桁架钢框架结构延性破坏的设计目标以及“大震不倒”的抗震设防目标,本文基于空腹节间弦杆耗能的设计思路,采用更为精确的水平荷载作用下桁架杆件内力计算模型,推导桁架腹杆内力计算公式,建立桁架腹杆设计内力调整方法,并基于桁架弹塑性变形分析,提出交错桁架钢框架结构弹塑性层间位移角限值计算方法.

1 交错桁架钢框架结构破坏模式

在桁架方向水平地震作用下,交错桁架钢框架结构的层间剪力主要由钢桁架承受(见图1),一般可能出现两种不同的破坏机制(见图2):斜腹杆失效导致桁架丧失水平承载力进而引发整体破坏;桁架空腹节间弦杆截面转角达极限转角导致结构整体破坏.

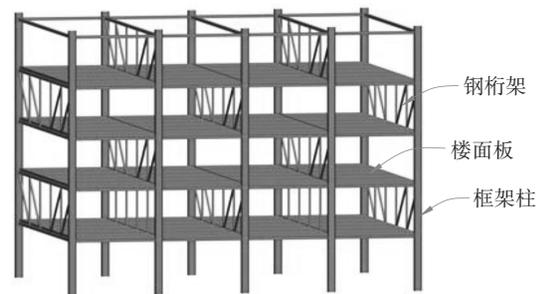


图1 交错桁架钢框架结构

Fig.1 Steel staggered truss framing systems

交错桁架钢框架结构中斜腹杆为轴心受力构件,屈曲后将迅速丧失承载力,因斜腹杆失效导致的结构整体破坏属脆性破坏.空腹节间弦杆在水平力下为受弯构件,在罕遇地震作用下构件端部形成塑性铰,可有效地耗散地震能量,提高结构的延性,因弦杆失效导致的结构整体破坏属延性破坏.因此,在交错桁架钢框架结构抗震设计中应避免斜腹杆屈

曲,并使空腹节间弦杆出现塑性铰,以提高结构的耗能能力和延性.

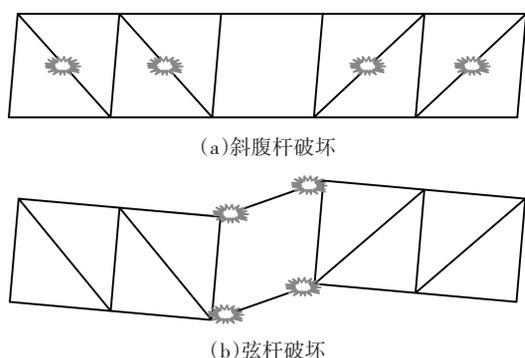


图 2 交错桁架结构两种典型破坏模式
Fig.2 Two typical failure modes of staggered truss structure

2 桁架腹杆设计方法

交错桁架钢框架结构的抗震设计思路是使结构在罕遇地震作用下仅在桁架空腹节间弦杆处出现塑性铰,其余构件均不发生屈曲且保持弹性状态,即形成图 2 中“弦杆破坏”的结构失效模式.为了实现这种理想的结构失效模式,需要对已满足“小震不坏”的桁架杆件进行设计内力调整,并使桁架斜腹杆在罕遇地震作用下不发生屈曲和保持弹性.

2.1 水平地震力下腹杆内力计算模型及方法

在水平地震力作用下,传统桁架简化计算模型^[9]假定空腹节间及其相邻节间弦杆为连续,其余节间弦杆为铰接,计算较为简便.下文算例表明,传统桁架简化模型由于忽略了远离空腹节间弦杆的剪力和弯矩,导致腹杆轴力计算值偏差较大.

为了更准确地反映桁架杆件的实际受力状态,本文建议选取如图 3(a)所示的弦杆完全连续的桁架内力计算模型,采用均布线荷载模拟地震作用下桁架所承受的水平力,根据桁架结构对称布置、荷载为反对称荷载的特点,可取图 3(b)所示的隔离体进行内力分析.

分析图 3(b)所示隔离体,并假定空腹节间上下弦杆所受剪力 V 相等^[6,8],根据力矩平衡可知其剪力 V 为:

$$V = \frac{h}{2L} \times F \quad (1)$$

式中: h 为桁架高度; L 为桁架长度; F 为桁架所承受的水平力.

将上下弦杆等效为两根带悬臂的连续梁,可得上下弦杆弯矩图和剪力图如图 4 所示,图中, L_w 为桁架带斜腹杆节间长度, L_v 为空腹节间长度.

架带斜腹杆节间长度, L_v 为空腹节间长度.

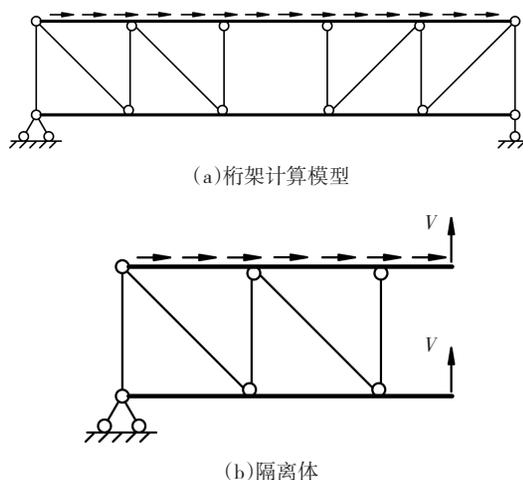


图 3 本文建议的水平力作用下桁架内力计算模型
Fig.3 The calculation model of truss internal force under horizontal force suggested in this paper

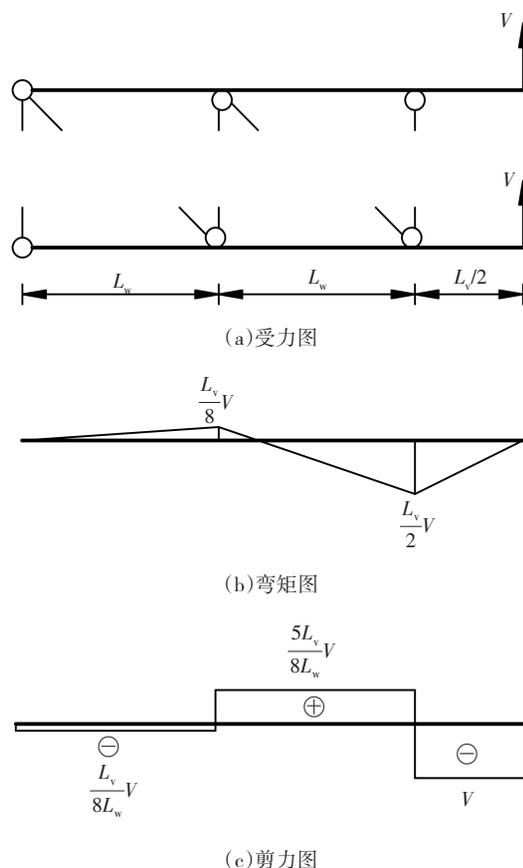


图 4 桁架弦杆内力图
Fig.4 Internal force diagram of chord members

根据弦杆等效连续梁模型求得的各支点反力可以反算得到腹杆轴力如图 5 所示,图中, α 为斜腹杆与水平面夹角.

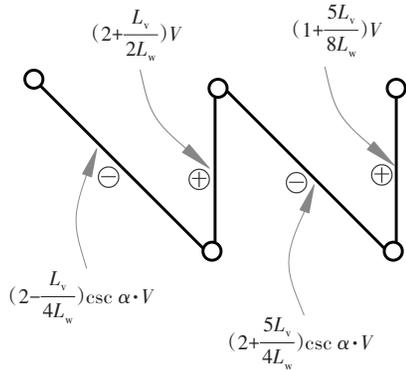


图5 左半桁架腹杆轴力

Fig.5 Axial force of web members of left half truss

从图5中可看出,水平力并非按斜腹杆刚度分配到每根斜腹杆,这是由于桁架上下弦杆并非刚体,空腹节间及靠近空腹节间的弦杆弯曲变形相对较大,因此,靠近空腹节间的斜腹杆受力明显大于远离空腹节间的斜腹杆。

为验证图5所示腹杆计算公式的准确性,采用有限元软件SAP2000建立了一榀桁架的有限元模型.桁架跨度为15 m,所有节间长度均为3 m,各构件的截面尺寸见表1,楼板跨度6 m,厚度为120 mm.桁架下弦杆与楼板通过节点相连,并约束楼板的位移 U_x 和 U_z ,模拟楼板的支承;在桁架上弦杆端部约束 Y 向位移模拟上层楼板对桁架的侧向支承,并在桁架柱脚处约束竖向和 Y 向位移,具体边界条件如图6所

表1 桁架截面尺寸

Tab.1 Sections and dimensions of members of truss

| 构件名称 | 截面尺寸 | 截面类型 |
|------|-----------------------------|------|
| 弦杆 | HW200 mm×200 mm×8 mm×12 mm | H型钢 |
| 腹杆 | □200 mm×8 mm | 方钢管 |
| 柱 | HW400 mm×400 mm×13 mm×21 mm | H型钢 |

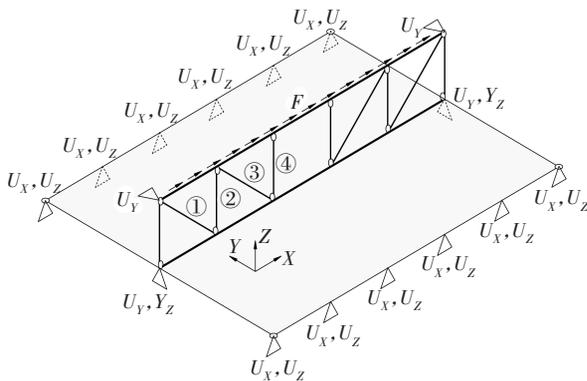


图6 有限元模型示意图

Fig.6 Schematic diagram of finite element model

示.上层楼板传来的水平力以均布线荷载的形式施加在桁架上弦杆,在桁架上弦杆施加合力为1 000 kN的均布线荷载.图6中①号、②号、③号和④号腹杆轴力的传统桁架简化计算模型分析结果、按本文式(1)和图5中公式计算结果及有限元分析结果见表2.

表2 腹杆轴力计算结果对比

Tab.2 Comparison of axial force calculation results of web members

| 腹杆编号 | 有限元计算轴力/kN | 传统计算模型 | | 本文计算模型 | |
|------|------------|----------|-------|----------|------|
| | | 轴力/kN | 误差/% | 轴力/kN | 误差/% |
| ① | 250.5(压) | 282.8(压) | +12.9 | 247.5(压) | -1.2 |
| ② | 250.5(拉) | 250.0(拉) | -0.2 | 250.0(拉) | -0.2 |
| ③ | 454.9(压) | 424.3(压) | -6.7 | 459.6(压) | +1.0 |
| ④ | 161.8(拉) | 150.0(拉) | -7.3 | 162.5(拉) | +0.4 |

注:误差计算公式为(计算模型计算值-有限元计算结果)/有限元计算结果.

从表2中可看出,按传统桁架简化计算模型得到的腹杆轴力误差较大,且受力最不利的③号斜腹杆轴力计算结果小于有限元分析结果.本文提出腹杆内力的计算模型及推导的计算公式计算结果与有限元分析结果更为接近,且受力最大的斜腹杆计算轴力略高于有限元分析结果,满足工程精度的同时使结构偏于安全.

2.2 腹杆设计内力调整方法

为实现交错桁架钢框架结构“强腹杆弱弦杆”的设计原则,需要对小震作用下桁架腹杆的计算内力进行调整,以保证在罕遇地震作用下空腹节间弦杆先于斜腹杆发生破坏.

当桁架空腹节间弦杆在罕遇地震作用下产生塑性铰时,若不考虑塑性铰强化,可以认为此时桁架水平承载力达到最大,同时空腹节间弦杆剪力 V 也达到最大剪力 V_p :

$$V_p = \frac{2M_p}{L_{vn}} \tag{2}$$

式中: L_{vn} 为桁架空腹节间弦杆净跨度; M_p 为空腹节间弦杆的塑性铰弯矩,可参考我国《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015)^[14]对偏心支撑耗能梁段承载力的规定取为全塑性受弯承载力.

$$M_p = W_p \times f \tag{3}$$

式中: W_p 为弦杆对其水平轴的塑性净截面模量; f 为钢材强度设计值.当楼板与弦杆组合效应不可忽略时,计算 M_p 还需考虑弦杆-楼板组合效应的放大作

用,可参考《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015)^[14]中对两侧带楼板框架梁的规定取放大系数为1.5.

将 V_p 代入图5所示腹杆轴力计算公式,并对腹杆轴力与重力荷载代表值作用下的腹杆轴力进行组合,得到调整后的腹杆轴力设计值 $N_{w,com}$ 为:

$$N_{w,com} = \eta_w N_{w,E} + \gamma_G N_{w,G} \quad (4)$$

式中: $N_{w,E}$ 为弦杆产生塑性铰时按图5所示轴力公式计算的腹杆轴力; $N_{w,G}$ 为重力荷载代表值作用下的腹杆轴力; η_w 为腹杆内力设计值增大系数,主要考虑的是弦杆塑性铰区钢材强化,可参考现行规范对偏心支撑内力设计值增大系数的规定^[14],根据建筑结构的抗震等级确定; γ_G 为重力荷载分项系数,当重力荷载效应对构件不利时取1.0,重力荷载效应对构件有利时可取小于1.0.

考虑到不同荷载组合下,腹杆内力可能出现大于 $N_{w,com}$ 的情况,将 $N_{w,com}$ 与按现行规范基于极限状态法设计的构件内力设计值进行比较,选取更为不利的设计值作为最终设计值进行构件截面设计.

3 层间位移角限值

3.1 弹性层间位移角限值

我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]规定:在多遇地震作用下,建筑主体结构应不受损坏,非结构构件没有过重破坏并导致人员伤亡,保证建筑的正常使用功能.其中保证建筑的正常使用功能主要包括控制混凝土剪力墙、柱等重要抗侧力构件的开裂^[15].对于交错桁架钢框架结构而言,混凝土楼板作为竖向承重和水平传力构件一般按照不出现斜裂缝的深梁设计^[9,16],因此交错桁架钢框架结构仅需要通过变形控制非结构构件的损坏即可,参考现行《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]弹性层间位移角限值可取1/250.

3.2 弹塑性层间位移角限值

结构的整体倒塌或局部倒塌,往往是由于个别主要抗侧力构件在强烈地震下的最大变形超过其极限变形能力所造成的,因此,在抗震设计时应进行罕遇地震作用下的结构弹塑性变形验算.《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]规定了多种常用钢结构体系的弹塑性层间位移角限值为1/50,但并不适用于交错桁架钢框架结构体系.

根据前述交错桁架钢框架结构的设计原则,在罕遇地震作用下结构仅在空腹节间弦杆处出现塑性

铰,其余构件均不发生屈服或保持弹性状态,所以交错桁架结构塑性层间位移角仅由空腹节间弦杆塑性变形引起.因此可以将结构在罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角分为弹性层间位移角和塑性层间位移角两部分,即楼层弹塑性层间位移角 θ 为:

$$\theta = \theta_e + \theta_p \quad (5)$$

式中: θ_e 为楼层弹性层间位移角; θ_p 为楼层塑性层间位移角.

楼层弹性层间位移角 θ_e 根据其组成性质可分为结构整体弹性弯曲变形引起的层间位移角和楼层弹性剪切变形引起的层间位移角,即弹性层间位移角 θ_e 为:

$$\theta_e = \theta_t + \theta_s \quad (6)$$

式中: θ_t 为结构整体弹性弯曲变形引起层间位移角; θ_s 为楼层弹性剪切层间位移角.我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]指出对于高度大于150m的结构,计算层间位移角时可以考虑结构整体弯曲变形所产生的影响,而交错桁架结构目前仅推荐用于100m及以下结构,故本文计算弹塑性层间位移角限值时偏安全地不考虑交错桁架结构的整体弯曲变形,即楼层弹性层间位移角为:

$$\theta_e = \theta_s \quad (7)$$

楼层弹性剪切位移角 θ_s 主要由桁架斜腹杆轴向弹性变形和空腹节间弦杆弹性弯曲变形引起,即楼层弹性剪切位移角 θ_s 为:

$$\theta_s = \theta_{s1} + \theta_{s2} \quad (8)$$

式中: θ_{s1} 为桁架斜腹杆轴向弹性变形引起的楼层剪切位移角; θ_{s2} 为桁架空腹节间弦杆弹性弯曲变形引起的楼层剪切位移角,如图7所示,图中 γ_e 为空腹节间弦杆弹性弯曲转角.

根据图7,由几何关系可得斜腹杆轴向弹性变形引起的弹性层间位移角 θ_{s1} 和空腹节间弦杆弯曲弹性变形引起的弹性层间位移角 θ_{s2} 分别为:

$$\theta_{s1} = 2\varepsilon \times \csc 2\alpha \quad (9)$$

$$\theta_{s2} = \frac{L_v}{L} \times \gamma_e \quad (10)$$

式中: ε 为斜腹杆的平均应变; α 为斜腹杆与水平面夹角; L 为桁架全长; L_v 为桁架空腹节间长度.

桁架空腹节间弦杆端部形成塑性铰时的塑性变形如图8所示.根据几何关系,楼层塑性层间位移角 θ_p 为:

$$\theta_p = \frac{L_v}{L} \times \gamma_p \quad (11)$$

式中: γ_p 为弦杆塑性转角.

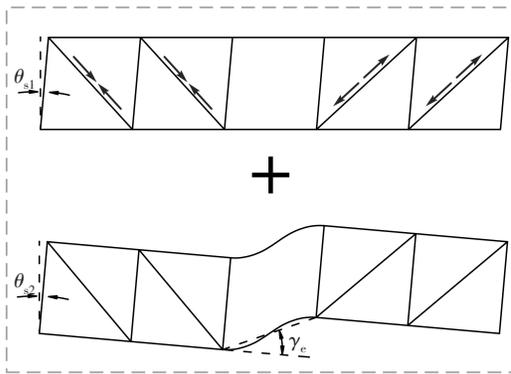


图7 楼层弹性剪切变形

Fig.7 Elastic shear deformation of storey

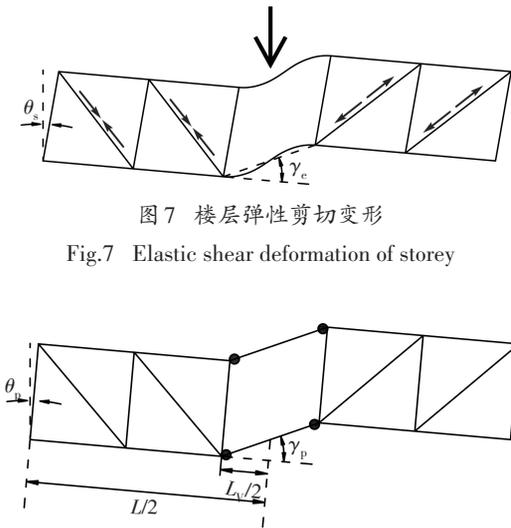


图8 桁架塑性变形图

Fig.8 Plastic deformation diagram of truss

综合式(5)、式(7)~式(11)可得楼层弹塑性层间位移角 θ 为:

$$\theta = \theta_{s1} + \theta_{s2} + \theta_p = 2\varepsilon \times \csc 2\alpha + \frac{L_v}{L} \times (\gamma_e + \gamma_p) \quad (12)$$

由式(9)可知,在桁架布置形式确定的情况下,斜腹杆轴向弹性变形引起的楼层剪切位移角 θ_{s1} 的大小取决于斜腹杆平均应变 ε 的大小.桁架斜腹杆在水平力作用下处于受压或者受拉状态,其中斜腹杆受压时承载力由稳定控制,其弹性极限变形量低于受拉斜腹杆,所以桁架斜腹杆轴向弹性变形引起的楼层剪切位移限值 $[\theta_{s1}]$ 取决于受压斜腹杆的弹性变形能力.规范^[9]推荐的斜腹杆截面形式为方钢管,因此选取几组斜腹杆常用的方钢管截面,并根据规范计算其达到受压承载力设计值时斜腹杆的平均应变 ε 作为斜腹杆的平均应变限值 $[\varepsilon]$,见表3.

由表3可知,不同斜腹杆截面设计平均应变 ε 介于0.001 0~0.001 2之间,可偏安全地取0.001 0作为斜腹杆的平均应变限值 $[\varepsilon]$.

表3 常用桁架斜腹杆设计平均应变
Tab.3 Design average strains of diagonal web member of comon truss

| 截面尺寸/ (mm×mm) | 计算长度/mm | 规范稳定 系数 ϕ | 设计平均 应变 ε |
|------------------|---------|-------------------|--------------------------|
| □180×8 | 4 243 | 0.731 | 0.001 1 |
| □200×8 | 4 243 | 0.777 | 0.001 2 |
| □200×10 | 4 243 | 0.668 | 0.001 0 |
| □220×10 | 4 243 | 0.710 | 0.001 1 |
| □220×12 | 4 243 | 0.706 | 0.001 1 |
| □250×12 | 4 243 | 0.756 | 0.001 1 |

桁架斜腹杆与水平面夹角 α 一般为 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间^[9],因此 $\csc 2\alpha$ 介于1~1.15之间,可偏安全地取1作为 $\csc 2\alpha$ 的限值,对应桁架斜腹杆与水平面夹角 α 为 45° .

参考ASCE/SEI 41—17^[17]中考虑剪切变形的梁屈服转角的计算方法,空腹节间弦杆弹性弯曲转角限值 $[\gamma_e]$ 可取为:

$$[\gamma_e] = \frac{M_p L_v}{6EI} + \frac{2M_p}{L_v G A_s} \quad (13)$$

式中: A_s 为弦杆腹板面积.

规范^[9]推荐的桁架弦杆截面形式为宽翼缘H型钢,选取几组桁架弦杆常用的宽翼缘H型钢截面,根据式(13)计算的桁架弦杆屈服转角见表4.

表4 常用桁架弦杆屈服转角

Tab.4 Yield rotation angles of chord member of comon truss

| 截面尺寸/ (mm×mm×mm×mm) | 截面类型 | 屈服转角/rad |
|------------------------|-------------------|----------|
| HW200×200×8×12 | 轧制H型钢($r=13$ mm) | 0.010 |
| HW220×220×10×15 | 焊接H型钢 | 0.010 |
| HW240×240×11×16 | 焊接H型钢 | 0.009 |
| HW260×260×12×17 | 焊接H型钢 | 0.009 |
| HW280×280×14×19 | 焊接H型钢 | 0.008 |
| HW300×300×15×20 | 焊接H型钢 | 0.008 |

由表4可知,常用弦杆截面屈服转角为0.008~0.010 rad,可偏安全地取0.008 rad作为弦杆弹性弯曲转角限值 $[\gamma_e]$.

从式(11)中可看出,在桁架布置形式确定的情况下,空腹节间弦杆的塑性转动能力越大,楼层可承受的塑性层间位移角也越大,弦杆的延性决定了整个桁架的延性.关于交错桁架弦杆塑性转角限值

$[\gamma_p]$ 的试验研究较少,参考钢框架梁端塑性转角的试验研究^[18-23]可知,满足一定构造措施的钢梁均能表现出优秀的塑性转动能力.本文参考美国钢结构抗震设计规范 ANSI/AISC 341—2016^[24]中对特殊抗弯框架的规定,取弦杆塑性转角限值 $[\gamma_p]$ 为 0.04 rad.

综上可知,桁架斜腹杆的平均应变限值 $[\epsilon]$ 可取 0.001,桁架斜腹杆与水平面夹角 α 取为 45°,桁架空腹节间弦杆弹性弯曲转角限值 $[\gamma_e]$ 可取 0.008 rad,弦杆塑性转角限值 $[\gamma_p]$ 取 0.04 rad.根据式(12)可得桁架弹塑性层间位移角限值 $[\theta]$ 为:

$$[\theta] = 0.002 + 0.048 \times \frac{L_v}{L} \quad (14)$$

以层高 3 m,带斜腹杆节间距均为 3 m 的桁架为例,根据式(14)计算出不同空腹节间距的 5 节间桁架弹塑性层间位移角限值见表 5.

表 5 不同空腹节间距结构弹塑性层间位移角限值

Tab.5 Limit value of elastoplasticity inter-storey drift ratio under different lengths of vierendeel panels

| 空腹节间距/m | 弹塑性层间位移角限值 | 斜腹杆变形贡献占比/% | 弦杆变形贡献占比/% |
|---------|------------|-------------|------------|
| 2.0 | 1/113 | 22.6 | 77.4 |
| 2.5 | 1/97 | 19.5 | 80.5 |
| 3.0 | 1/86 | 17.2 | 82.8 |
| 3.5 | 1/78 | 15.6 | 84.4 |
| 4.0 | 1/71 | 14.3 | 85.7 |

从式(14)和表 5 可知,斜腹杆弹性变形对交错桁架钢框架结构弹塑性层间位移角限值的贡献为 0.002 rad;而弦杆弹塑性变形的贡献随着空腹节间距与桁架全长比值的增大而增大,且占主要部分;交错桁架钢框架结构弹塑性层间位移角限值小于现行《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]规定的多层和高层钢结构房屋的弹塑性层间位移角限值(1/50),故交错桁架钢框架结构设计时需要根据桁架布置情况选择相应的弹塑性层间位移角限值.

4 算例分析

4.1 结构设计

基于上述腹杆内力调整方法和弹塑性层间位移角限值规定,提出一种交错桁架钢框架结构抗震设计方法,其设计流程见图 9.

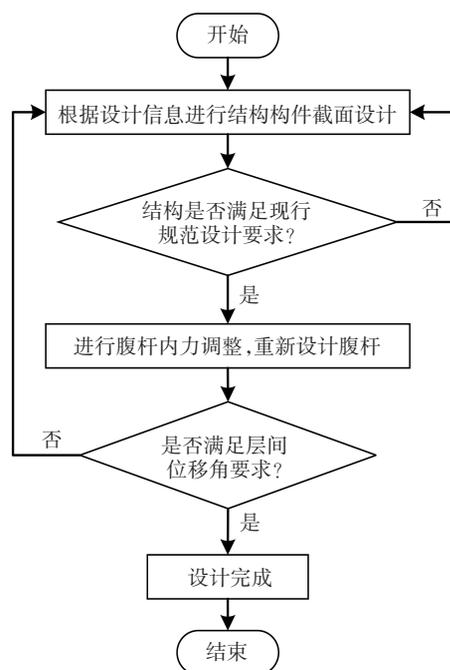


图 9 交错桁架钢框架结构抗震设计流程图

Fig.9 Seismic design flow chart of steel staggered truss framing systems

为验证本文抗震设计方法的合理性,运用结构设计软件 PKPM,按现行规范设计了一栋交错桁架钢框架结构 SST1,同时按本文提出的抗震设计方法设计了一栋交错桁架钢框架结构 SST2.结构布置如图 10 和图 11 所示,荷载信息为:楼屋面恒载(含楼板自重)为 5 kN/m²,楼屋面活载为 2 kN/m²,抗震设防烈度为 8 度(0.2g),设计地震分组为第二组,场地类别为 II 类.

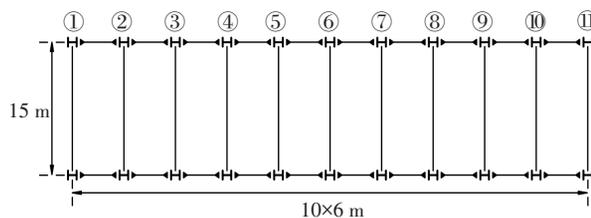


图 10 结构平面布置图

Fig.10 Structural plan

SST1 和 SST2 构件截面尺寸见表 6. SST1 和 SST2 的钢柱、底层支撑、弦杆截面尺寸相同,腹杆截面尺寸不同,钢材选用 Q345,混凝土楼板厚度均为 120 mm,混凝土强度均为 C30.其中,SST2 腹杆内力调整时,腹杆内力设计值增大系数 η_w 取为 1.3;计算弦杆塑性铰弯矩 M_p 时,弦杆-楼板组合效应的放大系数取为 1.5.

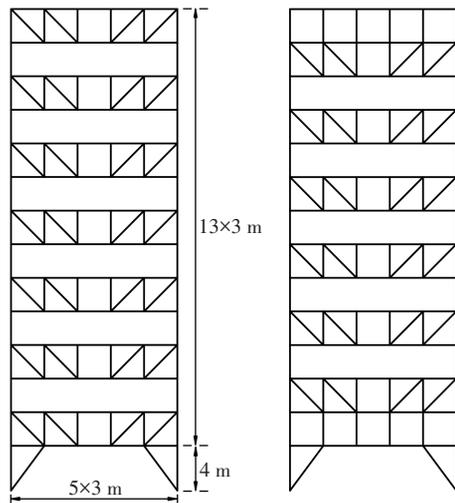


图11 结构立面图

Fig.11 Structural elevation

表6 结构构件截面尺寸

Tab.6 Sections and dimensions of structural members

| 构件名称 | 截面尺寸 | | 截面类型 |
|-----------|----------------------------|---------------|------|
| | SST1 | SST2 | |
| 2~4层腹杆 | □190 mm×8 mm | □280 mm×12 mm | 方钢管 |
| 5~7层腹杆 | □190 mm×8 mm | □250 mm×10 mm | 方钢管 |
| 8~11层腹杆 | □190 mm×6 mm | □220 mm×8 mm | 方钢管 |
| 12~14层腹杆* | □190 mm×6 mm | □200 mm×8 mm | 方钢管 |
| 2~4层弦杆 | H280 mm×280 mm×14 mm×19 mm | | H型钢 |
| 5~7层弦杆 | H250 mm×250 mm×12 mm×16 mm | | H型钢 |
| 8~11层弦杆 | H220 mm×220 mm×10 mm×15 mm | | H型钢 |
| 12~14层弦杆 | H200 mm×200 mm×8 mm×12 mm | | H型钢 |
| 1层柱 | H500 mm×500 mm×22 mm×35 mm | | H型钢 |
| 2~4层柱 | H450 mm×450 mm×18 mm×28 mm | | H型钢 |
| 5~7层柱 | H400 mm×400 mm×13 mm×21 mm | | H型钢 |
| 8~11层柱 | H350 mm×350 mm×12 mm×19 mm | | H型钢 |
| 12~14层柱 | H250 mm×250 mm×9 mm×14 mm | | H型钢 |
| 1层支撑 | □280 mm×14 mm | | 方钢管 |

注: SST1 模型第13层边斜腹杆截面为200 mm×8 mm; SST1 和 SST2 钢结构用钢量分别为42.7 kg/m²和47.6 kg/m²。

4.2 罕遇地震下结构弹塑性时程分析

为了评估所设计的模型 SST1 和 SST2 的抗震性能,运用有限元软件 SAP2000 对其分别进行了弹塑性时程分析,其中结构阻尼比取值为0.05,根据2.2节分析,模型中弦杆刚度放大系数取为1.5。

4.2.1 地震波的选择

根据我国抗震规范及有关研究的建议^[13,25],地震波的选择需满足地震动幅值、持时和频谱特性的要求,即8度(0.2g)罕遇地震波峰值加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)取400 gal;地震动有效持时需大于结构基本周期的5倍;地震记录反应谱与规范反应谱在平台段和结构基本周期附近均值相差不超过10%。模型 SST1 和 SST2 计算所得的横向基本自振周期分别为1.84 s和1.73 s,从太平洋地震工程研究中心数据库(PEER ground motion database)中筛选出地震动有效持时(D5-95)大于9.2 s的地震动记录,根据频谱特征选择10条地震波并将每条地震波 PGA 缩放到400 gal,所选地震波信息及频谱特性如表7和图12所示。

表7 地震波信息

Tab.7 Information of seismic records

| 地震波 | 地震名称 | 记录台站 | 震级 | 有效持时 D5-95/s |
|------|-----------------------|----------------------------|-----|--------------|
| GM1 | San Fernando | Castaic-Old Ridge Route | 6.6 | 16.8 |
| | Imperial Valley-06 | El centro Array #12 | 6.5 | 19.6 |
| GM2 | Irpinia, Italy-02 | Rionero In Vulture | 6.2 | 22.9 |
| | Superstition Hills-02 | Brawley Airport | 6.5 | 14.3 |
| GM3 | Loma Prieta | Fremont-Emerson Court | 6.9 | 17.9 |
| GM4 | Northridge-01 | LA-W 15th St | 6.7 | 20.2 |
| GM5 | Hector Mine | Amboy | 7.1 | 26.7 |
| GM6 | Chi-Chi, Taiwan-04 | CHY101 | 6.2 | 18.4 |
| GM7 | Chuetsu-oki | Nadachiku Joetsu City | 6.8 | 21.1 |
| GM8 | Twate | Kami, Miyagi Miyazaki City | 6.9 | 18.6 |
| GM9 | | | | |
| GM10 | | | | |

4.2.2 构件损伤状态及性能水准定义

SAP2000 采用集中塑性铰模型表征构件的弹塑性性能及损伤状态,塑性铰为钢塑性,无弹性行为,杆件其余部分保持弹性。算例中的柱采用P-M2-M3铰,桁架弦杆采用弯曲铰,桁架腹杆采用轴力铰,并在动力时程分析时采用程序默认的等向强化滞回准则。图13为弯曲铰非线性力-变形关系示意图。

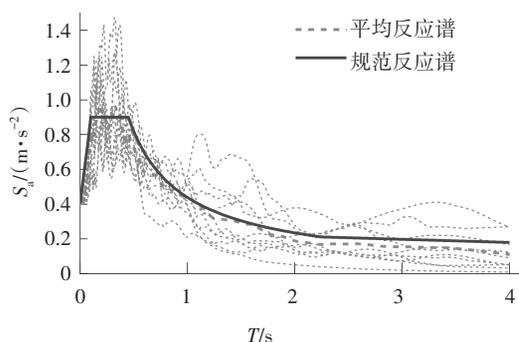


图 12 地震波反应谱

Fig.12 Response spectrum of seismic records

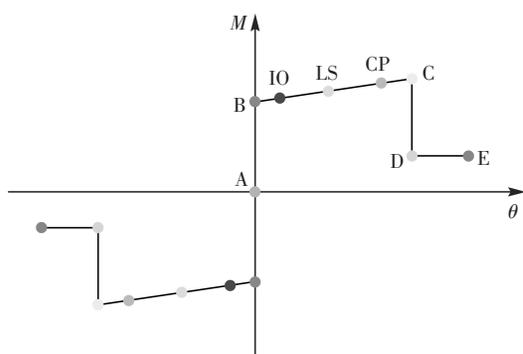


图 13 弯曲较非线性力-变形关系曲线

Fig.13 Nonlinear force - displacement relationship of moment hinge

图 13 中, B 为屈服点; C 为破坏点, 即构件达到承载力极限状态; D 为倒塌点; E 为最大变形点. 基于构件内力与宏观变形关系, 构件性能水准包含立即使用 (IO)、生命安全 (LS)、接近倒塌 (CP) 三个性能点.

塑性铰参数及各性能目标对应的变形限值大小取决于构件截面宽厚比和柱轴力等因素, 参照 ASCE/SEI 41—17^[17] 中表 9-6、表 9-7 所推荐的数值, 本算例中弦杆性能目标与变形值的对应关系见表 8.

表 8 弦杆各性能水准塑性转角

Tab.8 Plastic rotation of chord member under different performance levels

| 弦杆位置 | 截面尺寸/ (mm×mm×mm×mm) | 塑性转角/rad | | |
|------------|------------------------|----------|-------|-------|
| | | IO | LS | CP |
| 2~4层桁架弦杆 | H280×280×14×19 | 0.007 | 0.062 | 0.077 |
| 5~7层桁架弦杆 | H250×250×12×16 | 0.006 | 0.056 | 0.070 |
| 8~11层桁架弦杆 | H220×220×10×15 | 0.009 | 0.077 | 0.094 |
| 12~14层桁架弦杆 | H200×200×8×12 | 0.006 | 0.054 | 0.068 |

4.2.3 地震响应分析结果

通过对模型 SST1 和 SST2 进行 8 度 (0.2g) 罕遇地震下的弹塑性时程分析, 在地震波 GM2 作用下结构的损伤最为严重, 限于篇幅, 本文仅以地震波 GM2 波作用下的结构响应为例进行对比分析. GM2 波作用下结构顶点位移-时程曲线, 如图 14 所示.

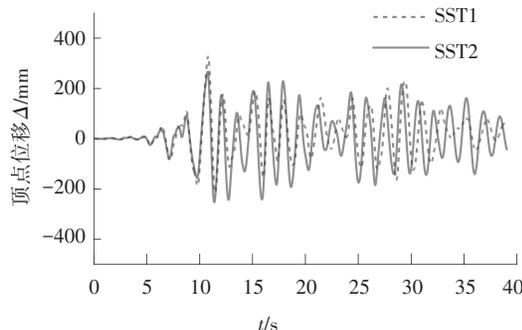


图 14 顶点位移-时程曲线

Fig.14 Time history curve of roof displacement

从图 14 可知, SST1 模型最大顶点位移大于 SST2 模型. SST2 模型顶点最大位移出现在 10.76 s 时, 为 265 mm. 此时, 结构整体变形近似于结构在桁架向的一阶振型, 桁架两侧柱顶点高差为 20 mm, 计算可得此时结构整体弯曲引起的顶层层间位移角 θ_{f14} 为 0.001 3 rad. 由于 θ_i 随着楼层高度增加而增大, 即其他楼层 θ_i 均小于 0.001 3 rad, 远小于楼层总体层间位移角, 可忽略结构整体弯曲对层间位移角的贡献, 说明此算例结构变形模式属剪切型, 也证明了上文提到的“结构整体弯曲变形对层间位移影响相对较小”的结论.

图 15 给出了弹塑性时程分析得出的楼层最大层间位移角包络曲线, SST2 模型各层层间位移角分布较为均匀, 无明显薄弱层, 最大层间位移角出现在第 9 层, 为 1/94, 小于上节所得到的限值要求 (1/86), 结构底层由于并未布置桁架, 其层间位移角限值可按照钢框架结构控制 (1/50). SST1 模型最大层间位移角出现在第 2 层, 为 1/74, 底部楼层层间位移角显著大于中上部楼层, 这是由于 2 层、3 层部分桁架斜腹杆在罕遇地震下产生严重损伤, 导致了楼层抗侧刚度发生严重退化, 形成薄弱层.

SST1 和 SST2 结构典型榫塑性铰分布情况如图 16~17 所示. 从图 16 中可知基于传统极限状态法设计的 SST1 结构由于未经设计内力调整, 其部分斜腹杆出现塑性铰, 且 2~3 层部分斜腹杆由于变形过大已经发生严重损伤, 超出 CP (接近倒塌) 性能点, 结构难以保证“大震不倒”的设计目标; 而图 17 中按照本文所述方法设计的 SST2 结构在罕遇地震作用下,

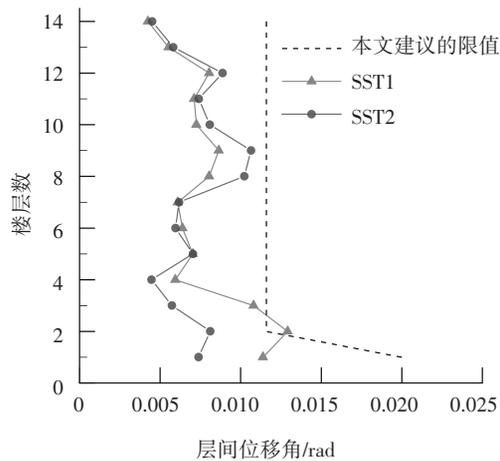


图 15 层间位移角包络曲线

Fig.15 Envelope curve of inter-storey drift ratio

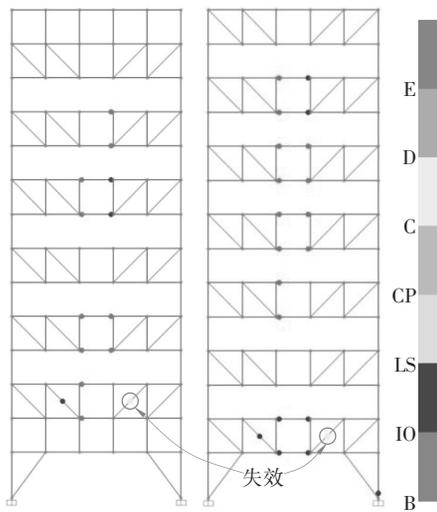


图 16 SST1 典型榀最终塑性铰分布

Fig.16 Plastic hinge formation in SST1

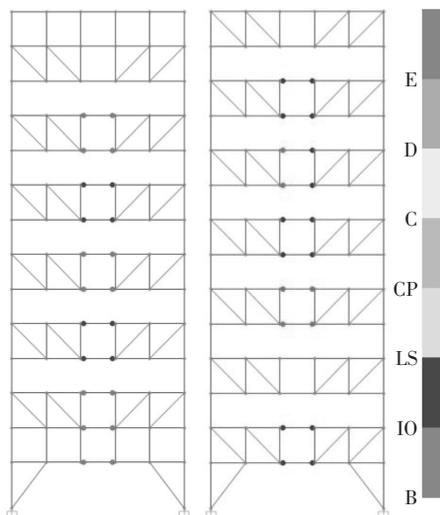


图 17 SST2 典型榀最终塑性铰分布

Fig.17 Plastic hinge formation in SST2

斜腹杆始终处于弹性状态,弦杆塑性铰发展充分,能够较为良好地耗散地震能量,结构整体可以实现“大震不倒”的设计目标.

5 结论

1) 基于桁架空腹节间弦杆破坏的结构失效模式,提出了水平力作用下桁架杆件内力计算模型及罕遇地震作用下桁架腹杆内力的调整方法.

2) 基于桁架弦杆失效的结构失效模式和桁架的极限变形,提出了不同空腹节间距下结构的弹塑性层间位移角限值.

3) 提出了一种交错桁架钢框架结构抗震设计方法及流程. 算例分析表明,采用本文方法设计的交错桁架钢框架结构能有效耗散地震能量,实现“强腹杆弱弦杆”和“大震不倒”的设计目标.

参考文献

[1] 甘丹,周绪红,周期石. 交错桁架钢框架结构抗震性能研究现状[J]. 建筑钢结构进展,2019,21(4):1-10.
GAN D,ZHOU X H,ZHOU Q S. A review on the seismic behavior of steel staggered truss framing system[J]. Progress in Steel Building Structures,2019,21(4):1-10. (In Chinese)

[2] 冉红东,苏明周,胡天兵,等. 循环荷载作用下混合式钢交错桁架结构的滞回性能试验研究[J]. 土木工程学报,2009,42(11):55-63.
RAN H D,SU M Z,HU T B, et al. An experimental study on the hysteretic behavior of composite steel staggered truss structures under cyclic load[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(11):55-63. (In Chinese)

[3] 赵宝成,顾强,何若全,等. 钢管混凝土柱交错桁架结构水平承载性能试验[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2010,26(1):13-19.
ZHAO B C, GU Q, HE R Q, et al. Experimental study on lateral load-bearing capacity of concrete-filled tubular steel column-staggered truss structure[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2010, 26(1):13-19. (In Chinese)

[4] 苗吉. 改进型混合式交错桁架钢结构体系抗震性能及破坏机理研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2013:38-43.
MIAO J. Study on hysteretic behavior and failure mechanism of innovative composite steel staggered truss structures[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2013:38-43. (In Chinese)

[5] 赵宝成,计明明,顾强,等. 被动消能交错桁架滞回性能试验[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2013,29(1):7-15.
ZHAO B C,JI M M, GU Q, et al. Experimental investigation of hysteretic behavior of passive energy dissipation staggered truss

- [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2013, 29(1): 7-15. (In Chinese)
- [6] AISC. Steel design guide series 14: staggered truss framing systems [M]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2003: 15-24.
- [7] 陈向荣, 宗智芳, 冉红东. 基于能量平衡的延性交错桁架塑性设计方法[J]. 地震工程与工程振动, 2015, 35(4): 236-243.
CHEN X R, ZONG Z F, RAN H D. Plastic design of special staggered truss based on energy balance [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015, 35(4): 236-243. (In Chinese)
- [8] LEFFLER R E. Calculation of wind drift in staggered-truss buildings [J]. Engineering Journal, AISC, 1983(1): 1-28.
- [9] 交错桁架钢框架结构技术规程: CECS 323—2012 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2012: 17.
Technical specification for staggered truss steel framing system: CECS 323—2012 [S]. Beijing: China Planning Press, 2012: 17. (In Chinese)
- [10] 赵宝成, 周德昊, 顾强, 等. 偏心腹杆式交错桁架结构滞回性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(12): 71-77.
ZHAO B C, ZHOU D H, GU Q, *et al.* Experimental study on hysteretic behavior of eccentrically web members staggered truss [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(12): 71-77. (In Chinese)
- [11] KIM J, LEE J, KIM B. Seismic retrofit schemes for staggered truss structures [J]. Engineering Structures, 2015, 102: 93-107.
- [12] KIM J, KIM S. Performance-based seismic design of staggered truss frames with friction dampers [J]. Thin-Walled Structures, 2017, 111: 197-209.
- [13] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 355-361.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 355-361. (In Chinese)
- [14] 高层民用建筑钢结构技术规程: JGJ 99—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016: 62-64.
Technical specification for steel structure of tall building: JGJ 99—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016: 62-64. (In Chinese)
- [15] 吕西林, 王亚勇, 郭子雄. 建筑结构抗震变形验算 [J]. 建筑科学, 2002, 18(1): 11-15.
LÜ X L, WANG Y Y, GUO Z X. Elastoplastic deformation checking of building structures under different seismic levels [J]. Building Science, 2002, 18(1): 11-15. (In Chinese)
- [16] 交错桁架钢结构设计规程: JGJ/T 329—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015: 24.
Specification for design of staggered steel truss framing systems: JGJ/T 329—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015: 24. (In Chinese)
- [17] Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: ASCE/SEI41—17 [S]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017: 107-109.
- [18] 王燕, 董立婷. 梁端腋板加强节点抗震性能试验研究 [J]. 土木工程学报, 2014, 47(7): 9-17.
WANG Y, DONG L T. Experimental study on seismic behavior of haunched enhanced joints [J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(7): 9-17. (In Chinese)
- [19] 赵旭冉, 郑山锁, 张晓辉, 等. 新型钢框架焊接节点抗震性能试验与数值分析 [J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2020, 47(11): 56-65.
ZHAO X R, ZHENG S S, ZHANG X H, *et al.* Experimental and numerical analysis on seismic behavior of a new type of steel frame welded connection [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2020, 47(11): 56-65. (In Chinese)
- [20] 时强, 晏石林, 王新武, 等. 装配式偏心支撑钢框架拟静力试验研究 [J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2020, 47(9): 48-56.
SHI Q, YAN S L, WANG X W, *et al.* Experimental investigation on pseudo-static test of prefabricated eccentrically braced steel frame [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2020, 47(9): 48-56. (In Chinese)
- [21] 陶长发, 孙国华, 何若全, 等. 盖板加强型节点钢框架子结构抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2015, 36(6): 19-28.
TAO C F, SUN G H, HE R Q, *et al.* Experimental study on seismic behavior of steel frame substructure with cover-plate reinforced connections [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(6): 19-28. (In Chinese)
- [22] CHEN C C, LIN C C, LIN C H. Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(8): 793-801.
- [23] SHEHAB B A, EKMEKYAPAR T. Joints behaviour of through steel beam to composite column connection: Experimental study [J]. Marine Structures, 2021, 76: 102921.
- [24] Seismic provisions for structural steel buildings: ANSI/AISC 341—2016 [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016: 410-465.
- [25] 徐孟豪. 结构弹性时程分析输入地震波的选取数量研究 [D]. 杭州: 浙江大学, 2018: 14-19.
XU M H. Study on the numbers of earthquake ground motions for nonlinear time-history analysis of structures [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2018: 14-19. (In Chinese)