

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2019.01.003

新型自复位钢桁架梁的设计及参数分析

杨 溥¹, 沈培文¹, 黄 诚², 洪基豪¹, 杜方舟¹

(1.重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2.中机中联工程有限公司, 重庆 400039)

摘要:针对设置于不同部位、不同类型耗能元件的新型自复位钢桁架梁,理论推导了设置蝶形软钢阻尼器时,梁端对应于恢复力曲线特征点处的刚度和临界弯矩计算公式。在对比分析蝶形软钢阻尼器和防屈曲耗能杆的自复位钢桁架梁抗弯刚度和耗能能力的基础上,确定了设置防屈曲耗能杆的自复位钢桁架为较优结构方案。以预应力筋面积和初始应力、SC 参数作为评价自复位钢桁架梁自复位性能和耗能能力的重要参数,通过数值分析研究了这些参数对自复位钢桁架梁抗震性能的影响规律,确定了最优参数取值范围,给出了设计方法,为该类构件的设计提供参考建议。

关键词:自复位;钢桁架梁;阻尼器;设计参数;抗震性能

中图分类号: TU391

文献标志码: A **文章编号:** 1000-582X(2019)01-025-11

Design and parameter analysis for new self-centering steel truss beam

YANG Pu¹, SHEN Peiwen¹, HUANG Cheng², HONG Jihao¹, DU Fangzhou¹

(1.School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P.R.China;

2.CMCU Engineering Co., Ltd., Chongqing 400039, P.R.China)

Abstract: For the different position installation and different type of energy dissipation element for self-centering steel truss beam (SCSTB), the theoretical calculating formula of moment capacity and stiffness at end of beam are deducted corresponding to major points of their hysteretic curve when butterfly fuse is installed. Bending stiffness and energy dissipation capacity of SCSTB with butterfly fuse and bucking restrained energy dissipation bar are comparatively analyzed, and the plan of bucking restrained energy dissipation bar is optimal one. Area of prestressed bar, initial stress of prestressed bar, SC parameter are important parameters for evaluation of self-centering function and energy dissipation capacity; seismic behavior of SCSTB is researched by numerical analysis, on the basis of which, the range of optimum parameters is determined, and it can be used as a reference for the design of this component.

Keywords: self-centering; steel truss beam; damper; design parameter; seismic behavior

传统结构在震后通过构件塑性变形耗能,导致震后结构性能受到严重影响而不能继续使用,甚至不得不拆除,造成巨大的经济损失。作为一种新型结构形式,自复位结构以消除或减小结构震后残余变形为目的,近年来国内外研究日益增多。

自复位钢桁架结构最早由美国 Lehigh 大学的 Ricles^[1-2] 和 Garlock^[3-5] 等提出,通过在梁柱节点设置附

收稿日期: 2018-07-05

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51578093);国家重点研发计划资助项目(2016YFC0701600)。

Supported by National Natural Science Foundation of China(51578093) and National key R&D Program of China(2016YFC0701600).

作者简介: 杨溥(1969—),男,博士,教授,主要从事结构工程研究,(E-mail)Yangpu@cqu.edu.cn。

加角钢和体外预应力筋,使结构具有良好的耗能能力和自复位功能,并进行了验证。Ricles 等^[6-7]用摩擦阻尼器替代梁柱节点的附加角钢,通过试验证明其自复位效果良好。Tzimas^[8]用设置于梁端腹板的沙漏状粘滞阻尼器替代梁柱节点的附加角钢,证明其有效减小了结构的残余变形。潘振华等^[9]对 9 个自复位钢框架足尺边节点进行了模拟,证明该类节点能够达到预期的自复位性能与耗能能力。郭彤等^[10-11]通过数值模拟分析了预应力筋对自复位结构残余变形和耗能能力的影响规律。蔡小宁等^[12]提出一种具有自复位功能的钢筋混凝土节点,并根据往复加载试验结果修正了该节点的数值模拟方法。张艳霞等^[13]针对梁腹板带有摩擦阻尼器的自复位钢框架结构,提出了连接单元的数值模拟方法,并通过试验验证了该方法的可行性。张爱林等^[14]提出了一种腹板摩擦耗能的自复位钢框架体系,通过对 1 栋 4 层结构进行数值分析及模型试验,实现了预期的性能目标。杨溥等^[15]提出了一种新型自复位钢桁架梁,对其受力机理及抗震性能进行了分析。

虽然,国内外关于自复位结构的研究取得了较多成果,但自复位结构在水平荷载作用下梁柱节点部位产生缝隙,导致楼板变形不协调,需对楼板进行特殊构造。文中提出的自复位钢桁架梁,通过下弦内外套管的相对移动,确保柱间距不变,较好地解决了楼板变形协调问题。理论推导了自复位钢桁架梁端对应恢复力曲线特征点处的刚度和临界弯矩计算公式;通过对 2 种类型阻尼器设置方式的对比分析和预应力筋、阻尼器相关参数对结构自复位性能、耗能能力的影响分析,确定了自复位钢桁架梁的合理形式。

1 自复位钢桁架梁的构造及理论分析

1.1 自复位钢桁架梁的构造

自复位钢桁架梁上弦杆与柱铰接,下弦杆由内外套管组成,内套管与柱铰接,外套管通过腹杆与上弦杆相连,将预应力筋张拉后锚固于内外套管两端的锚固板上,对内外套管形成预压力。耗能元件可采用蝶形软钢阻尼器或防屈曲消能杆,蝶形软钢阻尼器设置于上弦杆与内套管之间(外套管中部上端开槽),如图 1 所示(方案 A);防屈曲消能杆设置于外套管端部和框架柱之间,如图 2 所示(方案 B)。文中推导了蝶形软钢阻尼器设置于上下弦杆之间(方案 A)梁端对应于恢复力曲线特征点处的刚度和临界弯矩计算公式。文献^[15]对方案 B 进行了理论推导,此处不再赘述。

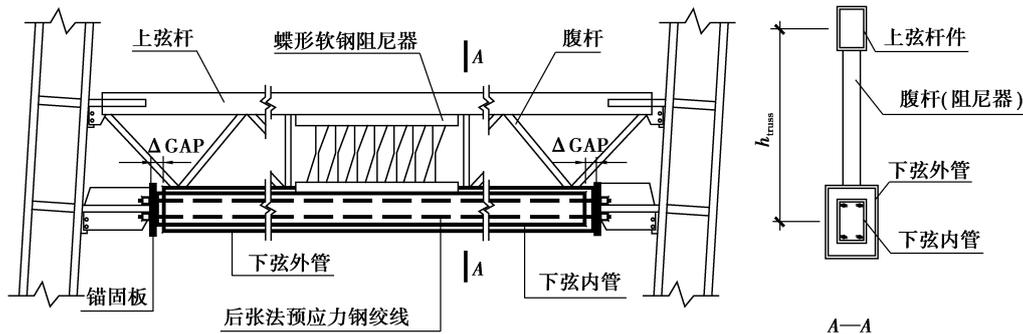


图 1 带蝶形软钢阻尼器的自复位钢桁架构造(方案 A)

Fig.1 Configuration of SCSTB with butterfly fuse (plan A)

1.2 自复位钢桁架梁抗弯承载力

预应力筋轴向拉伸刚度 K_{axial} 为

$$K_{axial} = \frac{A_{pt} E_{pt}}{L_{pt}}, \quad (1)$$

式中: A_{pt} 为预应力筋面积; L_{pt} 为长度; E_{pt} 为弹性模量。

桁架梁出现缝隙后,预应力筋发生轴向变形,产生的抵抗弯矩 M_1 为

$$M_1 = K_{axial} \delta_1 h_{truss} = \frac{E_{pt} A_{pt} \delta_1 h_{truss}}{L_{pt}}, \quad (2)$$

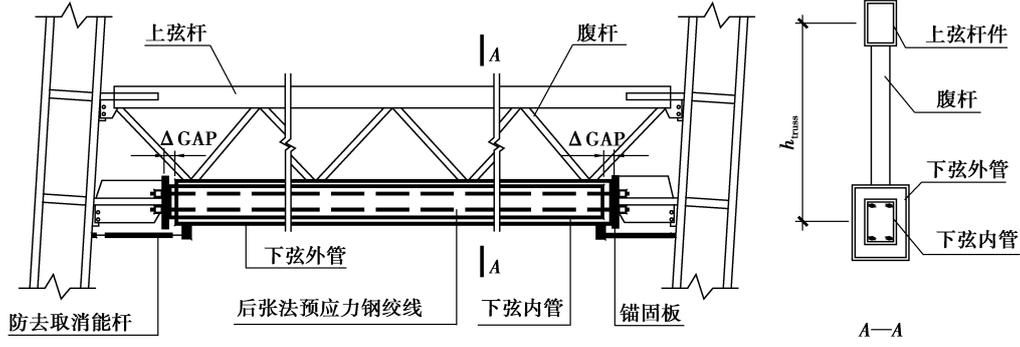


图 2 带防屈曲耗能杆的自复位钢桁架构造(方案 B)

Fig.2 Configuration of SCSTB with buckling restrained energy dissipation bar (plan B)

式中: h_{truss} 为下弦杆横截面中心线至上弦杆横截面中心线的距离; δ_1 为预应力筋轴向变形。

水平荷载作用下, 下弦内外套管间产生的位移差等于 δ_1 , 桁架梁截面转角 ϕ_1 为

$$\phi_1 = \frac{\delta_1}{h_{truss}} \quad (3)$$

预应力筋提供的抗弯刚度 K_{pt} 为

$$K_{pt} = \frac{M_1}{\phi_1} = \frac{E_{pt} A_{pt} h_{truss}^2}{L_{pt}} \quad (4)$$

同理, 假设阻尼器面积为 A_{fu} , 剪变模量为 G_{fu} , 蝶形软钢阻尼器沿跨度方向设置长度为 L_{fu} , 则阻尼器的轴向刚度 K_{fuse} 、抵抗弯矩 M_2 分别为

$$K_{fuse} = \frac{A_{fu} G_{fu}}{L_{fu}} \quad (5)$$

$$M_2 = K_{fuse} \delta_2 h_{truss} = \frac{G_{fu} A_{fu} \delta_2 h_{truss}}{L_{fu}} \quad (6)$$

式中, δ_2 为阻尼器轴向变形。

阻尼器变形为 δ_2 时, 桁架梁截面转角 ϕ_2 为

$$\phi_2 = \frac{\delta_2}{h_{truss}} \quad (7)$$

阻尼器提供的抗弯刚度 K_f 为

$$K_f = \frac{M_2}{\phi_2} = K_{fuse} h_{truss}^2 = \frac{E_{fuse} A_{fuse} h_{truss}^2}{L_{fu}} \quad (8)$$

1.3 自复位钢桁架梁的受力分析

根据结构受力特性, 推导梁端对应于恢复力曲线特征点处的刚度和临界弯矩计算公式如下。

第 1 阶段(尚未出现缝隙), 下弦内外套管间未产生相对位移, 该阶段结构抗侧刚度 K_1 与桁架梁抗弯刚度 K_{truss} 相等, 即:

$$K_1 = K_{truss} \quad (9)$$

缝隙出现时, 下弦内外套管的轴力差为

$$F = A_{pt} f_{0pt} \quad (10)$$

式中, f_{0pt} 为初始预应力。

此时, 桁架梁承担的弯矩 M_{gap} 为

$$M_{gap} = A_{pt} f_{0pt} h_{truss} \quad (11)$$

第 2 阶段(已出现缝隙, 阻尼器尚未屈服), 预应力筋与阻尼器共同提供结构的抗侧刚度 K_2 为

$$K_2 = \frac{1}{\frac{1}{K_{truss}} + \frac{1}{K_{pt} + K_f}} \quad (12)$$

由于阻尼器刚度远大于预应力筋,因此,阻尼器承担本阶段增加的弯矩、阻尼器屈服时,其承担的弯矩 M_{fuse} 为

$$M_{fuse} = K_{fuse} \delta_y h_{truss} \quad (13)$$

式中, δ_y 为阻尼器屈服时的轴向变形。

桁架梁承担的弯矩 M_y 为

$$M_y = M_{gap} + M_{fuse} = A_{pt} f_{0pt} h_{truss} + K_{fuse} \delta_y h_{truss} \quad (14)$$

第 3 阶段(阻尼器屈服,预应力筋未屈服):结构抗侧刚度由预应力筋提供,抗侧刚度 K_3 为

$$K_3 = \frac{1}{\frac{1}{K_{truss}} + \frac{1}{K_{pt}}} \quad (15)$$

预应力筋屈服时,其承担的弯矩 M_{ypt} 为

$$M_{ypt} = A_{pt} f_{ypt} h_{truss} \quad (16)$$

式中, f_{ypt} 为预应力筋屈服应力。

桁架梁承担的弯矩 M_u 为

$$M_u = M_{ypt} + M_{fuse} = A_{pt} f_{ypt} h_{truss} + K_{fuse} \delta_y h_{truss} \quad (17)$$

2 自复位钢桁架梁数值模拟

2.1 自复位钢桁架梁有限元模型

自复位钢桁架构件尺寸,如图 3、图 4 及表 1 所示,材料均为 Q345 钢。预应力筋为 7 股直径 21.6 mm 的钢绞线,长度 4 800 mm,极限强度标准值 f_{ptk} 为 1 860 MPa,初应力为 $0.4f_{ptk}$, E_{pt} 为 1.95×10^5 MPa, A_{pt} 为 $1\ 140\text{ mm}^2$ 。方案 A 上弦杆与内套管之间设置蝶形软钢阻尼器;方案 B 外套管端部与框架柱之间各设置 1 个防屈曲耗能杆。

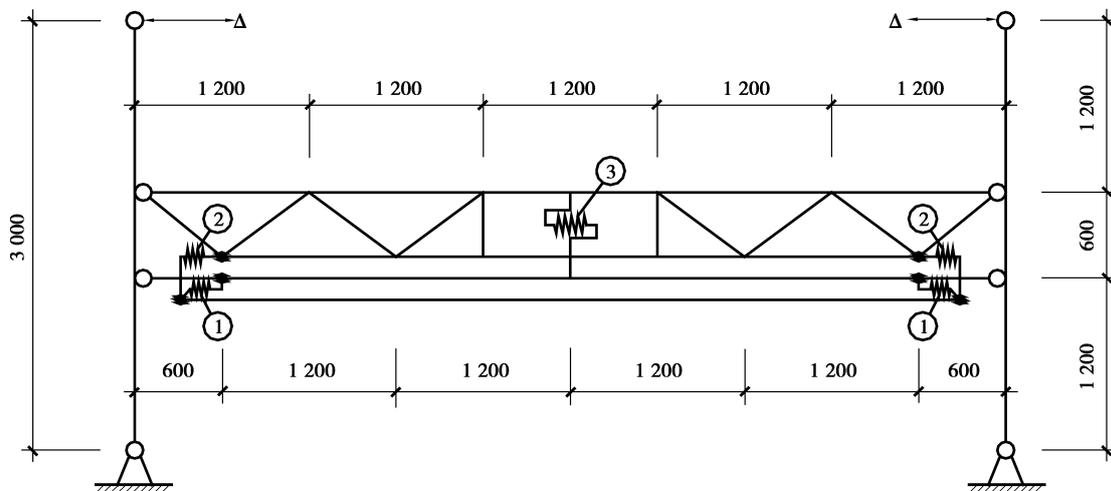


图 3 方案 A 分析模型

Fig.3 Analytical model of plan A

数值分析采用 OpenSees 有限元软件,由于自复位结构在地震中通过耗能元件进行能量耗散,框架柱及桁架梁单元均采用弹性单元(elastic beam column)进行模拟。梁柱单元连接为铰接,模型中采用耦合节点平动自由度进行模拟。对于设置蝶形软钢阻尼器的自复位梁(方案 A),在上弦杆和内套管上施加刚臂,将剪切

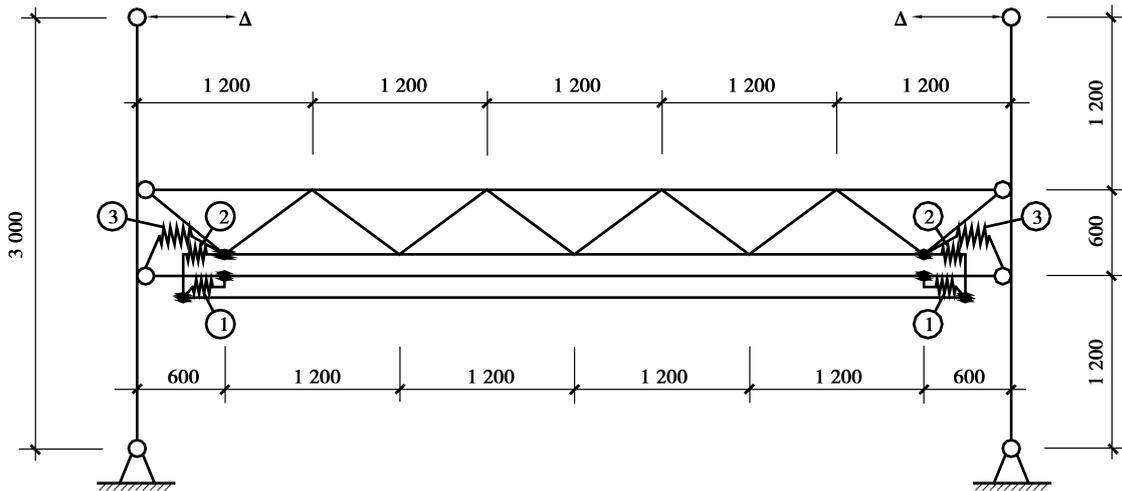


图 4 方案 B 分析模型

Fig.4 Analytical model of plan B

变形等效为轴向变形,以非线性弹簧单元模拟阻尼器;对于设置防屈曲消能杆的自复位梁(方案 B),在其下弦外套管端部与框架柱之间以非线性弹簧单元模拟防屈曲消能杆(见图 3、4 中③);非线性弹簧单元(zero-length element)弹性轴向刚度为 2×10^5 kN/m,最大弹性轴向变形为 1.5 mm。预应力筋用桁架单元模拟,材料为 steel01(双折线弹塑性钢),硬化系数取 0.001,通过设置材料的 initial stress 属性模拟施加初始应力。

表 1 桁架梁主要结构参数

Table 1 Main parameters of the steel truss beam

构件	截面	尺寸/mm
框架柱	H 型	500×500×20×20
上弦杆	方管	160×160×10
腹杆	方管	120×120×5
内套管	方管	200×200×10
外套管	方管	250×250×6.5

2.2 加载制度

按单向加载和往复加载研究结构的抗震性能,采用位移加载,加载位置为柱顶。

规范^[16]对钢框架结构的弹塑性层间位移角限值取 1/50,即 0.02 rad。单向加载取桁架最大转角为 0.08 rad,柱顶最大加载位移为 240 mm,以位移为 12 mm 作为 1 次加载步。低周往复加载取桁架最大转角为 0.04 rad,柱顶最大加载位移为 120 mm,以位移为 12 mm 作为 1 次循环。

3 阻尼器设置部位对比

以侧向刚度和耗能能力作为阻尼器设置部位对比评价指标,确定自复位钢桁架梁的合理形式。

3.1 单向加载结果

自复位梁在单向加载下的弯矩-转角(M-R)曲线,如图 5 所示,刚度对比如图 6 所示。第 1 阶段,两方案的初始刚度基本相同,缝隙展开弯矩相差约为 1%,两曲线与理论值拟合较好。第 2 阶段,方案 B 的刚度大于方案 A、屈服时的弯矩小于方案 A,方案 B 的 M-R 曲线能较好地与理论值拟合,刚度相差约为 6%,阻尼器屈

服时的弯矩相差约为 2%。由于蝶形软钢阻尼器位于桁架腹杆段,降低了桁架梁的轴向刚度,其剪切变形小于防屈曲消能杆的轴向变形。第 3 阶段,曲线差异极小,预应力筋屈服时的弯矩、刚度几乎相同,比理论值略大。

3.2 往复加载结果

设置 2 种阻尼器的自复位钢梁在往复加载下的 $M-R$ 曲线,如图 7 所示,滞回曲线呈“旗帜形”,方案 B 在转角 0.04 rad 时,残余层间位移角 0.66×10^{-4} rad,小于方案 A 的残余层间位移角 0.1×10^{-2} rad,残余变形较小,具有明显的自复位效果。

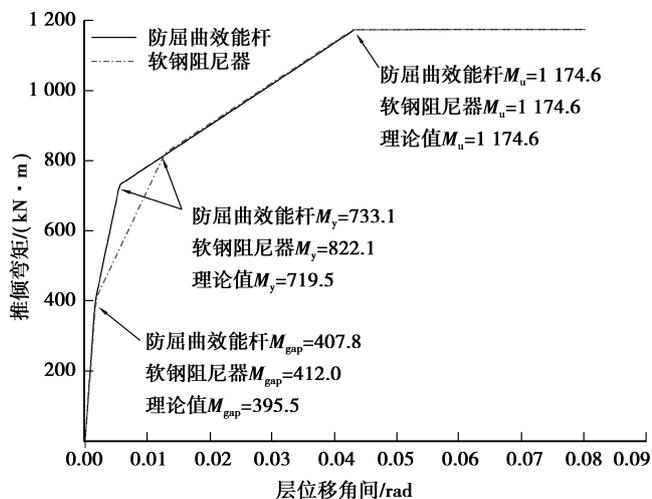


图 5 单向加载下的 $M-R$ 曲线

Fig.5 Curve of moment-rotation under monotonic loading

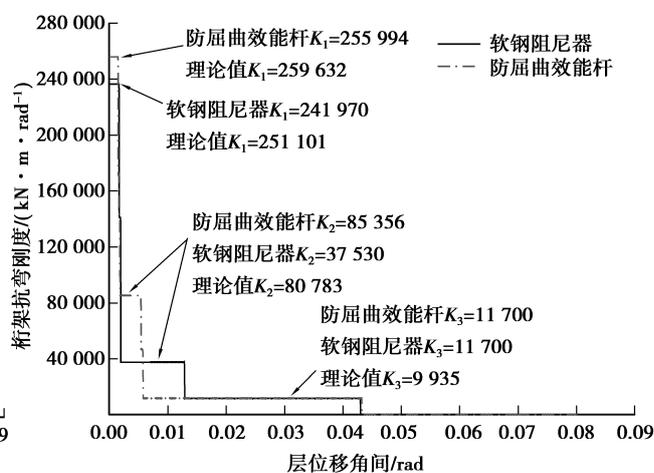


图 6 不同阻尼器的刚度对比曲线

Fig.6 Stiffness curve of different dampers

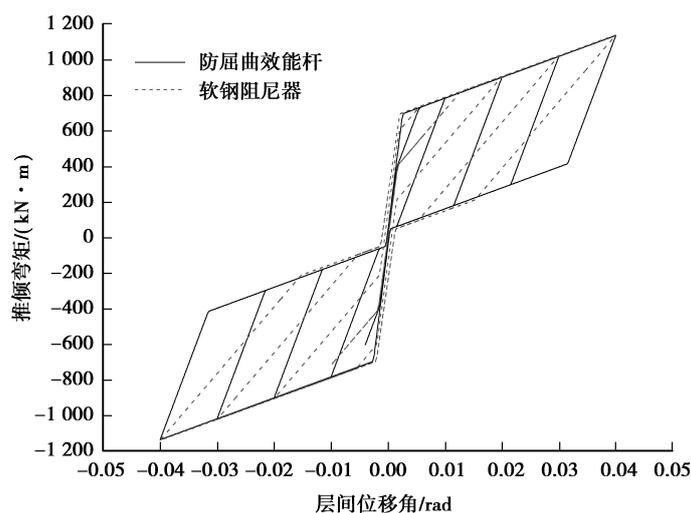


图 7 往复加载下的 $M-R$ 曲线

Fig.7 Curve of moment-rotation under cyclic loading

3.3 阻尼器的选择

单向加载下,方案 B 抗弯刚度更大,与理论分析值更为接近;往复加载下,方案 B 具有更饱满的滞回曲线和更好的耗能能力。另外,软钢阻尼器的安装需对外套管开槽,防屈曲消能杆只需焊接(或螺栓连接)在柱和外套管之间,工艺相对简单,震后维修和替换更方便。在分析不同参数对自复位钢桁架梁抗震性能影响时,以方案 B 为模型进行计算。

4 不同参数对自复位钢桁架梁抗震性能影响对比分析

以残余层间位移角和耗能率作为评价自复位钢桁架梁抗震性能的指标。其中,残余层间位移角取最后一个循环卸载完成后对应的梁转角,是衡量复位能力的指标;耗能率^[15]为滞回耗能面积与相应双线性滞回耗能面积的比值,是衡量能量耗散水平的指标。分析的主要结构参数为预应力筋面积 A_{pt} 、预应力筋初始应力 f_{0pt} 和 SC 参数。

4.1 预应力筋面积的影响

预应力筋初始应力取为 744 MPa,阻尼器轴向刚度为 2×10^5 kN/m。预应力筋面积分别取 500、750、1 000、1250、1 500、1 750、2 000 mm^2 进行分析。

如图 8 所示,滞回曲线均呈“旗帜形”,耗能面积基本相同。残余层间位移角如图 9 所示。预应力筋面积为 500、750 mm^2 时,残余层间位移角较大,恢复力不足;预应力筋面积为 1 000、1 250、1 500、1 750 mm^2 时,残余层间位移角较小,桁架构件未发生明显的塑性变形;预应力筋面积为 2 000 mm^2 时,部分构件发生塑性变形,残余层间位移角略有增大。

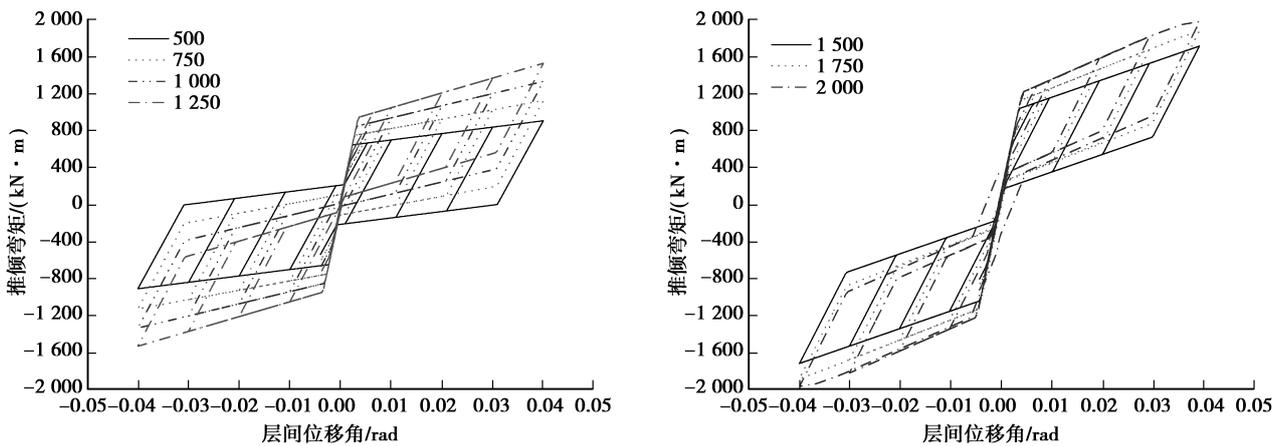


图 8 不同 A_{pt} 的 $M-R$ 曲线

Fig.8 Moment-rotation curves with different A_{pt}

如图 10 所示,耗能率随着预应力筋面积的增加逐渐降低,当预应力筋面积不大于 750 mm^2 时,耗能率远大于 50%;当预应力筋面积为 2 000 mm^2 时,桁架构件的塑性变形造成了耗能率增大。

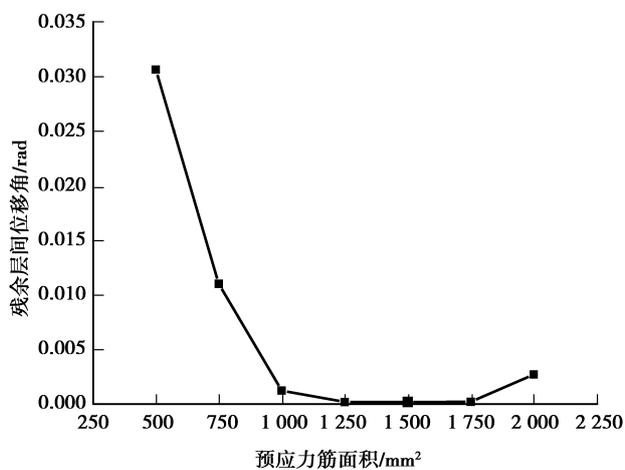


图 9 A_{pt} 与残余层间位移角关系曲线

Fig.9 Curve of A_{pt} and residual roof drift ratio

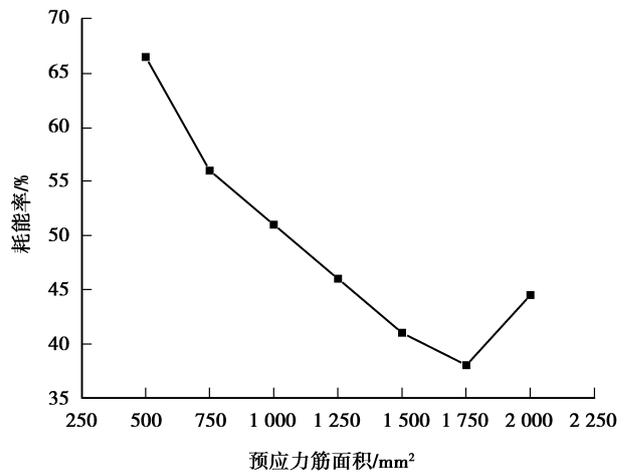


图 10 A_{pt} 与耗能率关系曲线

Fig.10 Curve of A_{pt} and energy dissipation ratio

根据预应力筋面积参数分析结果和钢绞线规格,预应力筋采用 4 根 $1 \times 7\Phi^s 21.6$ (面积为 $1\,140\text{ mm}^2$) 较为合理。

4.2 预应力筋初始应力的影响

取预应力筋面积为 $1\,100\text{ mm}^2$, 阻尼器轴向刚度为 $200\,000\text{ kN/m}$ 。 φ 为预应力筋初始应力与极限强度标准值的比值, 分别取 0.2、0.3、0.4、0.5、0.6、0.7 进行分析。滞回曲线均呈“旗帜形”, 耗能面积基本相同, 如图 11 所示。当 φ 值为 0.2、0.3 时, 恢复力不足, 残余层间位移角较大, 复位效果不佳; 当 φ 值不小于 0.4 时, 残余层间位移角均较小, 复位效果明显, 如图 12 所示。

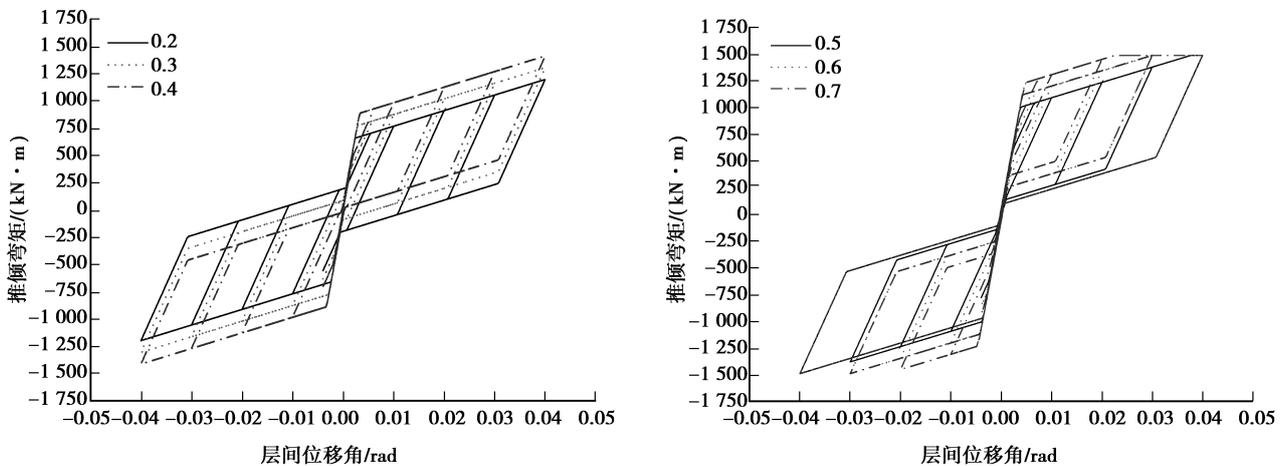


图 11 不同 φ 值的 $M-R$ 曲线

Fig.11 Moment-rotation curves with different φ

当 φ 值不大于 0.3 时, 耗能率远大于 50%, 随着初始应力的增加, 耗能率逐渐降低, 如图 13 所示。根据预应力筋初始应力分析结果, 当 φ 值小于 0.4 时, 复位效果不佳; 当 φ 值大于 0.5 时, 预应力筋屈服时层间位移角过小, 延性较低, 故 φ 取值 0.4 较为合理。

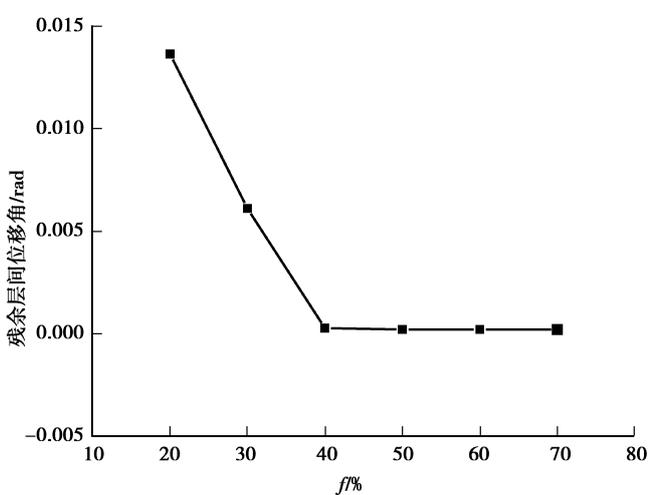


图 12 φ 值与残余层间位移角关系曲线

Fig.12 Curve of φ and residual roof drift ratio

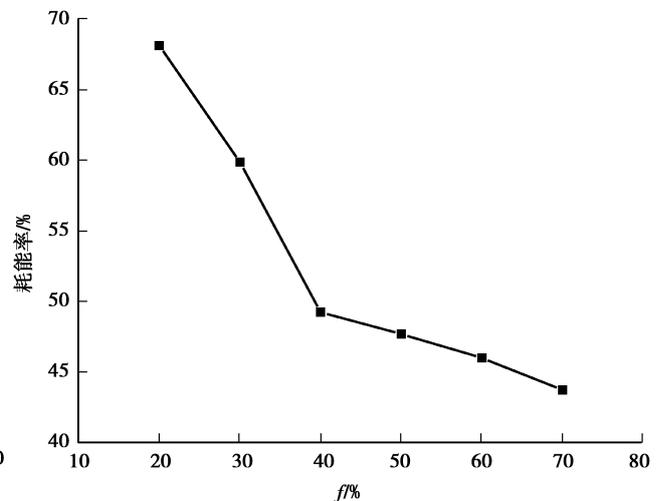


图 13 φ 值与耗能率关系曲线

Fig.13 Curve of φ and energy dissipation ratio

4.3 SC 参数的影响

为研究预应力筋与阻尼器的关系对自复位钢桁架梁滞回曲线的影响, 定义 SC 参数, 见式(10)。

$$SC = \frac{f_{0pt} A_{pt}}{f_{yk} A_{fu}}, \tag{10}$$

其中, f_{yk} 为防屈曲效能杆抗拉强度标准值,取 500 MPa。预应力筋初始应力为 744 MPa($\varphi=0.4$),预应力筋面积 A_{pt} 为 1 100 mm²。SC 参数分别取 0.50、0.75、1.00、1.25、1.50 进行分析(即不同 A_{fu} 对应的 SC 值)。

滞回曲线呈“旗帜形”,随着 SC 参数增加,耗能面积减小,如图 14 所示。

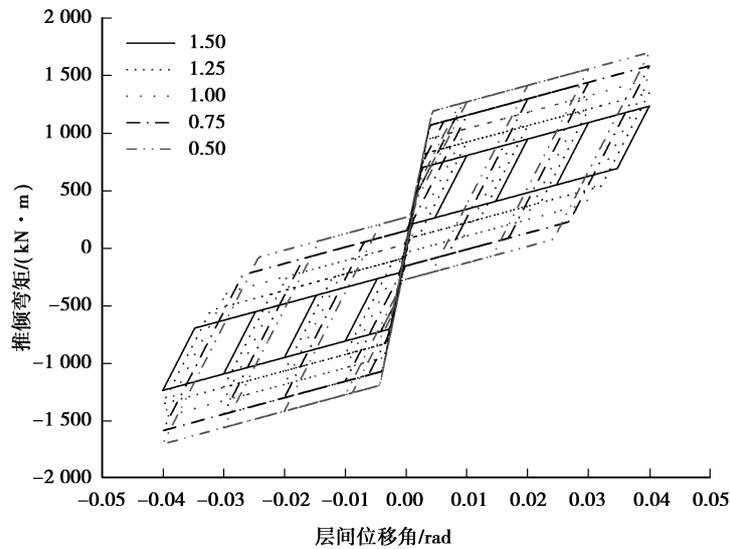


图 14 不同 SC 参数的 M-R 曲线

Fig.14 Moment-rotation curves with different SC values

残余层间位移角随 SC 参数的增加而减小,SC 参数为 0.50、0.75 时,阻尼器的弹性变形较大,卸载后,变形尚未恢复,残余层间位移角较大,复位效果不佳,如图 15 所示。

耗能率随 SC 参数的增加而减小,SC 参数为 1.0 时,耗能率最接近 0.5,滞回曲线饱满且残余层间位移角相对较小,结合耗能率曲线,SC 参数最优值略为 1.2。结合分析结果,SC 参数取 1.25 较为合理,由式(10)可求得 A_{fu} 为 1 309 mm²,当设置 2 个长度为 600 mm 的防屈曲效能杆时,由式(5)可求得轴向刚度为 224 711 kN/m,如图 16 所示。

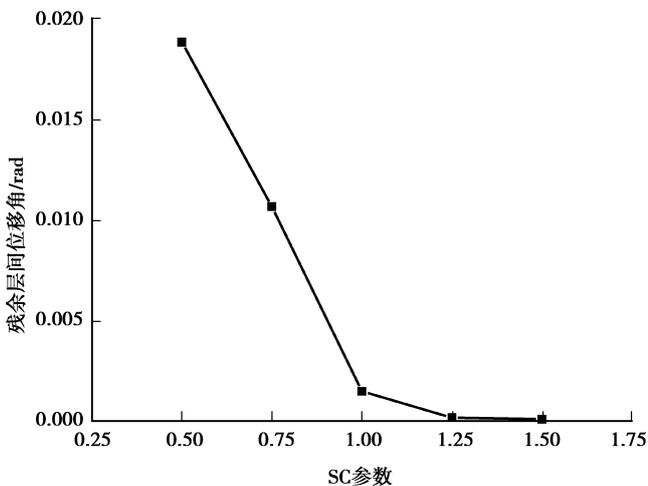


图 15 SC 参数与残余层间位移角关系曲线

Fig.15 Curve of SC values and residual drift ratio

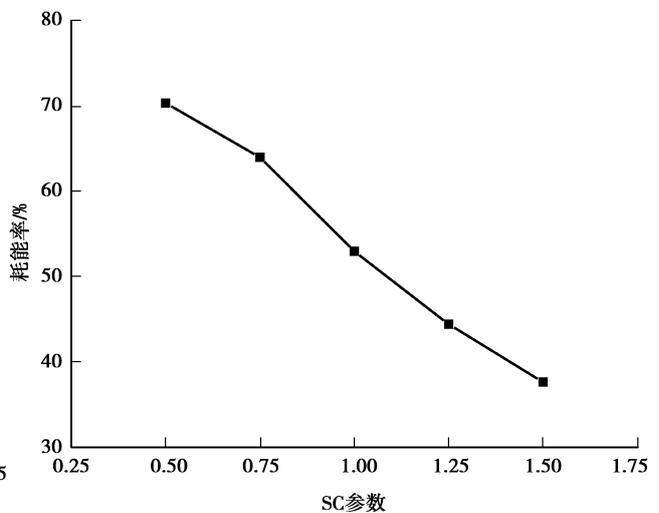


图 16 SC 参数与耗能率关系曲线

Fig.16 Curve of SC value and energy dissipation ratio

4.4 设计流程

自复位钢桁架梁设计参数最优值:预应力筋面积为 1100 mm^2 , 预应力筋初始应力为极限应力的 40%, SC 参数为 1.25(即阻尼器截面总面积 1309 mm^2)。总结出新型自复位钢桁架梁的设计流程,如图 17 所示。

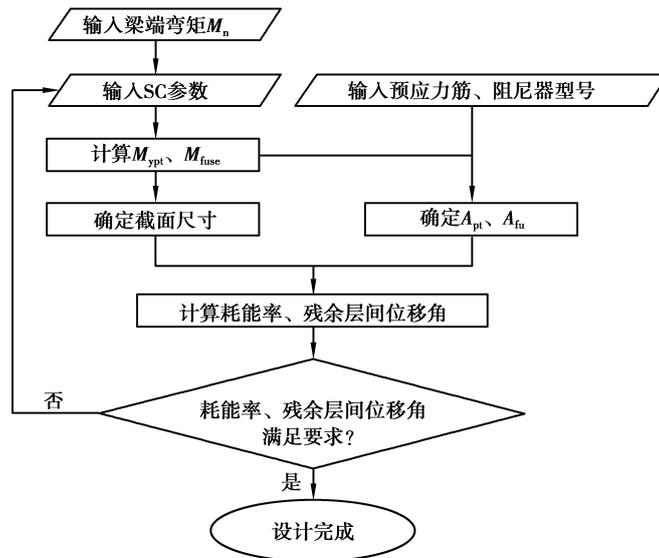


图 17 设计流程图

Fig.17 Flowchart showing the process used for the design

5 结 论

提出一种新型自复位钢桁架梁,通过理论推导和数值分析,得到以下结论:

1) 理论推导了设置蝶形软钢阻尼器的自复位钢桁架梁端对应于恢复力曲线关键特征点(缝隙出现、耗能杆屈服等)处的刚度和临界弯矩计算公式。

2) 对设置蝶形软钢阻尼器和防屈曲耗能杆的自复位钢桁架梁抗弯刚度和耗能能力进行了对比分析,结果表明,后者具有更大的初始卸载刚度,滞回曲线更饱满,耗能能力更好,为新型自复位钢桁架梁耗能系统的最优布置方案。

3) 预应力筋面积、预应力筋初始应力、SC 参数对自复位钢桁架梁的自复位性能及耗能能力影响较大,设计时应重点分析。

参考文献:

- [1] Ricles J M, Sause R, Garlock M M, et al. Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(2): 113-121.
- [2] Ricles J M, Sause R, Peng S W, et al. Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(7): 850-859.
- [3] Garlock M M, Ricles J M, Sause R. Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(3): 438-448.
- [4] Garlock M M, Sause R, Ricles J M. Behavior and design of posttensioned steel frame systems [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(3): 389-399.
- [5] Garlock M E M, Li J. Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(5): 526-538.
- [6] Ricles J M, Sause R, Lin Y C, et al. Self-centering moment connections for damage-free seismic response of steel MRFs

- [C]. Structures Congress, 2010.
- [7] Lin Y C, Ricles J M, Sause R, et al. Earthquake simulations on a self-centering steel moment resisting frame with web friction devices[C]. 14th world conference on earthquake engineering, 2008.
- [8] Tzimas A S, Dimopoulos A I, Karavasilis T L. EC_{8-B}-based seismic design and assessment of self-centering post-tensioned steel frames with viscous dampers [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 105: 60-73.
- [9] 潘振华,潘鹏,叶列平,等.自复位钢框架节点有限元模拟及参数分析[J].建筑结构学报,2011,32(3):35-42.
PAN Zhenhua, PAN Peng, YE Lieping, et al. Modeling and parametric study of beam-to-column connection for self-centering steel moment frames [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(3): 35-42. (in Chinese)
- [10] 郭彤,宋良龙.腹板摩擦式自定心预应力混凝土框架基于性能的抗震设计方法[J].建筑结构学报,2014,35(2):22-28.
GUO Tong, SONG Lianglong. Performance-based seismic design method of self-centering prestressed concrete frames with web friction devices [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(2): 22-28. (in Chinese)
- [11] Song L L, Guo T, Gu Y, et al. Experimental study of a self-centering prestressed concrete frame subassembly [J]. Engineering Structures, 2015, 88: 176-188.
- [12] 蔡小宁,孟少平.预应力自复位混凝土框架节点抗震性能数值模拟[J].工程力学,2016,33(3):143-151.
CAI Xiaoning, MENG Shaoping. Numerical analysis for seismic behavior of self-centering post-tensioned precast beam-to-column connections [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(3): 143-151.(in Chinese)
- [13] 张艳霞,叶吉健,杨凡,等.自复位钢框架结构抗震性能动力时程分析[J].土木工程学报,2015,48(7):30-40.
ZHANG Yanxia, YE Jijian, YANG Fan, et al. Seismic behavior time-history analysis of integral steel self-centering moment resisting frame [J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(7): 30-40. (in Chinese)
- [14] Zhang A L, Zhang Y X, Li R, et al. Cyclic behavior of a prefabricated self-centering beam-column connection with a bolted web friction device [J]. Engineering Structures, 2016, 111: 185-198.
- [15] 黄诚.一种自复位钢桁架梁构件非线性模拟分析[D].重庆:重庆大学,2015.
HUANG Cheng. Nonlinear simulation and analysis of self-centering steel truss beam [D]. Chongqing: Chongqing University, 2015.(in Chinese)
- [16] GB50011—2010,建筑抗震设计规范(2016年版)[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.
GB50011—2010 Code for seismic design of buildings (2016) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)

(编辑 陈移峰)