可更换耗能角钢连接的数值模拟及承载力分析

张亚利[1],马全瑞[1],贺修樟[1,2],柯 珂[1*]
(1.重庆大学 土木工程学院,重庆 400045; 2.重庆大学 低碳绿色建筑(科技部)国际联合研究中心和绿色建筑与人居环境营造(教育部)国际合作联合实验室,重庆 400045)

摘 要: 本文以一种可更换耗能角钢连接为研究对象,采用有限元软件ABAQUS研究了该连接的力学性能和传力机制。模型设计综合考虑了几何非线性、材料非线性及接触相互作用,结合已有的试验数据,验证数值模型的准确性和合理性。在此基础上进行了参数分析,研究角钢截面几何参数、自由变形长度及梁高等参数对连接传力机制、变形破坏模式和承载能力的影响。研究结果表明:有限元模型能准确模拟连接的滞回性能和变形特征;连接的变形由角钢的几何参数和自由变形长度控制。当自由变形长度较小时,角钢以剪切变形控制;随着自由变形长度逐渐增大,角钢的性能过渡到以弯曲-剪力耦合作用控制,并最终以弯曲变形控制。基于数值模拟与参数分析,提出了不同参数下角钢的抗剪承载力设计曲线,并建立了角钢连接在不同参数下的弯矩-剪力相互作用曲线,为角钢连接的设计和实际应用提供了重要的理论支撑。

关键词: 可更换角钢; 数值模拟; 传力机制; 参数分析; 弯矩-剪力相互作用; 抗剪承载力
中图分类号: TU392.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671－9379(2026)08－0044－11
DOI: 10.13969/j.jzgjgjz.20241226002

Numerical Simulation and Load-Bearing Capacity Analysis of Connections with Replaceable Energy-Dissipating Angle Steel

ZHANG Yali[1], *MA Quanrui*[1], *HE Xiuzhang*[1,2], *KE Ke*[1*]
(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. The National Centre for International Research of Low-carbon & Green Buildings, Ministry of Science & Technology, and the Joint International Research Laboratory of Green Buildings and Built Environments, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China)
*Corresponding author: ke.ke@cqu.edu.cn

Abstract: A replaceable energy-dissipating angle steel connection was taken as the research object, and its mechanical properties and load-transfer mechanism were analyzed using the finite element software ABAQUS. The numerical model comprehensively considered geometric nonlinearity, material nonlinearity, and contact interaction. The accuracy and rationality of the model were validated through comparison with existing experimental data. On this basis, parametric analyses were conducted to investigate the effects of angle steel section geometric parameters, free deformation length, and beam depth on the load-transfer mechanism, deformation mode, and load-bearing capacity of the connection. The results demonstrate that the finite element model accurately simulates the hysteretic behavior and deformation characteristics of the connection. The mechanical performance of the connection is governed by the

收稿日期:2024-12-26
基金项目:国家自然科学基金(52178111、52322802),高等学校学科创新引智计划(B13041)
作者简介:
张亚利(1971—),女,博士,副教授,主要从事空间对地观测数据处理与应用方面的研究。E-mail:974017007@qq.com。
通信作者:
柯 珂(1987—),男,博士,教授,主要从事钢结构抗震方面的研究。E-mail:ke.ke@cqu.edu.cn。

geometric parameter and free deformation length of the angle steel. When the free deformation length is small, the angle steels exhibit shear-dominated behavior. As the free deformation length increases, their performance transitions to a combined flexural-shear mode and ultimately to flexure-dominated behavior. Based on numerical simulations and parametric analyses, design curves for the shear capacity of angle steels under various parametric configurations were proposed, and moment-shear interaction curves for the connection under different parameter combinations were established. These findings provide critical theoretical support and engineering guidelines for the design and practical application of angle steel connections.

Keywords: replaceable angle steel; numerical simulation; load-transfer mechanism; parametric analysis; moment-shear interaction; shear capacity

随着建筑工业化进程加速和绿色建筑理念的推广，钢结构以其高效、环保、节能、可循环利用等优势，已成为推进我国建筑工业化和城镇化进程中最理想的结构形式之一[1]。在国家“双碳”战略目标和装配式建筑快速发展的背景下，钢结构将在建筑领域获得更广泛应用。然而，目前对钢结构在地震作用下的破坏机理研究尚不充分，设计中未能充分发挥钢结构性能优势，地震中结构破坏或倒塌现象时有发生。在1994年美国北岭地震[2]和1995年日本阪神地震[3]中，钢结构梁柱节点出现了大量破坏，导致大量建筑难以修复或只能拆除重建。针对上述问题，国内外学者致力于提升钢框架结构的震后可恢复性能，将塑性变形集中于易更换的特定构件，震后通过更换特定构件来实现结构快速修复，避免钢框架节点发生脆性破坏。损伤集中构件可选用梁、柱、支撑[4-6]等结构构件，也可采用节点连接板、角钢[7-10]等耗能部件，或各类阻尼器[11-13]。

近年来，国内外学者针对钢框架梁柱节点的力学性能开展了大量的试验研究和数值模拟。在此基础上，本课题组提出了一种可更换耗能角钢连接的钢框架节点（图1），其构造特点为两端钢梁通过四根角钢连接，角钢作为耗能元件发挥“保险丝”的作用。前期试验结果表明[9]，在预期地震作用下，通过合理的构造设计能够将塑性变形集中于角钢，且角钢具备良好的可更换性，震后仅更换受损的角钢即可快速恢复梁的正常使用功能。但角钢关键参数（截面几何参数、自由变形长度等）与其力学性能的关系尚未建立；此外，连接段在极限状态下的弯矩-剪力耦合作用机制尚待深入研究。

为解决上述问题，本文在前期试验基础上基于ABAQUS有限元软件构建了可更换角钢连接的精细化数值模型，对其力学性能进行了研究。模型构建过程中，充分考虑了连接的几何非线性、材料本构关系及相互作用特性，采用合理的单元类型与高效的网格划分，保证模型精度与计算收敛性。通过与试验结果对比，验证了数值模型的合理性和准确性。基于Python语言，在ABAQUS中对可更换角钢连接进行参数分析，研究了关键参数（角钢截面几何参数、自由变形长度、梁高等）对连接力学性能的影响规律；通过建立连接段的力学模型，分析了连接段弯矩-剪力的传递机制，建立了弯矩和剪力的耦合关系，并得出了角钢连接承载力的理论计算公式。

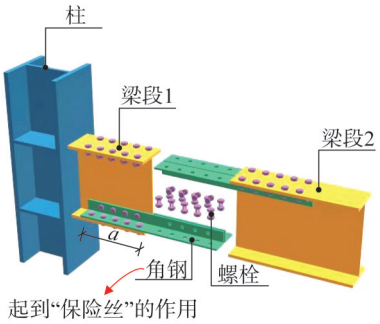


图1　可更换耗能角钢连接

Fig. 1　Connection with replaceable energy-dissipating angle steel

1　可更换耗能角钢连接的组成

图1展示了可更换耗能角钢的连接构造，梁的截面形状为H形，在梁预设塑性铰的位置（至柱壁的距离为a）将钢梁断开，并在两段钢梁之间留有一定宽度的间隙（记为间隙宽度g），梁段1与柱焊接，两段钢梁采用四根角钢连接，角钢通过高强螺栓与上、下翼缘和腹板对称连接。在设防地震作用下，将塑性铰控制在距离柱端a处的位置，避免发生脆性破坏，将耗能集中在上、下翼缘的角钢上，震后通过更换受损的角钢来实现梁的正常使用功能。

2　有限元模型的建立与验证

2.1　有限元模型的建立

本文基于邵铁峰等[9]提出的可更换耗能角钢连接，进一步开展了详细的数值模拟分析。为验证数值模型的可靠性，选取了四个典型试件进行详细分析，通过对比数值模拟与试验得到的滞回曲线，验证数值模型的准确性。在有限元软件ABAQUS中建立精细化的三维有限元模型，如图2所示。试件的具体构造参数与几何尺寸见表1。

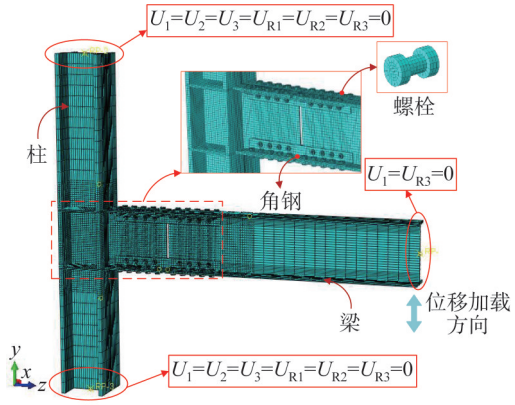


图2 节点有限元模型

Fig. 2 Finite element model of the connection

表1 试件主要设计参数

Table 1 Main design parameters of specimens

试件名称	a/mm	g/mm	L_F/mm	角钢尺寸/mm
HNB	—	—	—	—
H500-20I	500	20	130	L74×96×10
H500-100I	500	100	210	L64×96×10*
H700-20I	700	20	130	L74×96×10

注：1.*表示将角钢背靠腹板一肢的中部截面削弱；2.L_F为角钢中部最内排螺栓的间距，即角钢的自由变形长度（图5）；3.试件HNB为未进行断开处理的连续钢梁基准模型，用以提供对比参考。

2.1.1 单元类型与网格划分

由于可更换角钢连接各部件几何形状复杂且包含螺栓孔，为了确保有限元模型的精度，在进行网格划分前，需要对各部件进行合理的手动几何分割，尽可能将复杂形状划分为较为规则的子区域，以提高计算稳定性和精确度。有限元分析中采用了八节点缩减积分实体单元（C3D8R）模拟，以全面考虑材料的非线性特性，从而适应非线性变形行为的模拟需求。具体的网格划分策略如下：（1）在梁柱的非加密区使用全局种子，单元尺寸设定为50 mm，以进行初步网格划分；（2）在梁柱的加密区以及两对角钢区域，采用15 mm的全局种子进行更细致的网格划分，以提升局部应力集中区域的精度；（3）对于M20和M24规格的螺栓，采用5 mm的全局种子进行高精度网格划分，以准确模拟螺栓连接部位的受力情况。最终的网格划分结果如图2所示，确保了在几何形状复杂和局部非线性条件下的分析精度。

2.1.2 接触关系与边界条件

在有限元建模过程中，采用Interaction模块定义各组件间的接触关系，主从面的选取基于刚度差异及网格特征：刚度较大或网格较粗的表面被指定为主面。为了提升模型的收敛性并减少计算量，在建模时采用“tie”命令将柱与梁之间的连接设为相对固定，符合实际受力约束状态。接触属性的定义方面，切向采用罚函数描述摩擦行为，法向采用硬接触，接触面摩擦系数取0.3。为了方便设置边界条件和施加荷载，在柱顶、柱底端以及梁端分别建立参考点，并通过Coupling约束实现参考点与相应表面的有效耦合。通过约束柱顶、柱底的所有自由度实现边界固定，同时为抑制节点的面外变形，约束梁端沿x方向的位移及绕z轴的转动自由度，竖向往复位移荷载直接作用于梁端参考点，具体如图2所示。

2.1.3 材料模型与本构关系

在节点有限元建模中，梁和柱均采用Q345B钢，角钢则采用Q235B钢。Q345B和Q235B钢的材料属性均采用了等向-随动混合强化模型进行定义。该模型由Chaboche于1986年提出[14]，被广泛应用于金属材料的塑性变形模拟，尤其在描述循环荷载下的塑性行为方面具有显著优势。

Chaboche模型结合了等向强化和随动强化的特点，能够精确地模拟材料在循环加载条件下的硬化特性。等向强化部分描述了屈服面半径的变化，假设屈服面的中心位置保持不变，而屈服面半径σ_0随着等效塑性应变的增加而发生变化，反映了材料硬化程度的增加。在这种模型下，等向强化通常表现为塑性应变的函数，式（1）所示为等向强化部分的基本表达式，用于表征屈服面半径σ_0随塑性应变的变化过程。

$$\sigma_0=\sigma|_0+Q_\infty\left[1-\exp\left(-b\varepsilon^{\mathrm{pl}}\right)\right] \tag{1}$$

式中：$\sigma|_0$是塑性应变为零时的应力大小；Q_∞是屈服面最大变化值；b是屈服面变化指数；$\varepsilon^{\mathrm{pl}}$是等效塑性应变。随动强化部分由多组背应力组合叠加，这些背应力具有不同的演化规律以更准确地模拟金属材料的非线性塑性行为，见式（2）、（3）：

$$\alpha_k=\frac{C_k}{\gamma_k}\left(1-e^{-\gamma_k\varepsilon^{\mathrm{pl}}}\right)+\alpha_{k-1}e^{-\gamma_k\varepsilon^{\mathrm{pl}}} \tag{2}$$

$$\alpha=\sum_{k=1}^{N}\alpha_k \tag{3}$$

式中：N是背应力个数；常数C_k和γ_k根据试验得到，比率C_k/γ_k是背应力的最大变化值，γ_k为随着塑性应变的增加背应力的变化率；α_k是第k个背应力；α是总背应力，由各个背应力叠加获得。具体参数见表2。

表2　钢材混合强化材性参数

Table 2　Parameters for the combined hardening material model

钢材牌号及部位		$\sigma\|_0$/MPa	Q_∞/MPa	b	C_1/MPa	γ_1	C_2/MPa	γ_2	C_3/MPa	γ_3	C_4/MPa	γ_4
Q235B	角钢	268	−100	300	134 000	3 000	26 800	300	—	—	—	—
Q345B	翼缘	310	21	1.2	7 993	175	6 773	116	2 854	34	1 450	29
	腹板	371	21	1.2	7 993	175	6 773	116	2 854	34	1 450	29

2.2　模型验证

2.2.1　荷载–位移滞回曲线

如图3所示，根据试验与有限元分析的荷载-位移曲线对比，可以发现有限元模型能够较为准确地模拟滞回曲线的整体形状及捏拢现象，尤其是在加载刚度、卸载刚度以及承载力方面与试验曲线吻合良好。但由于有限元模型未能考虑钢材在大变形下的材料损伤及断裂现象，当变形很大时，有限元模拟的承载力偏高。

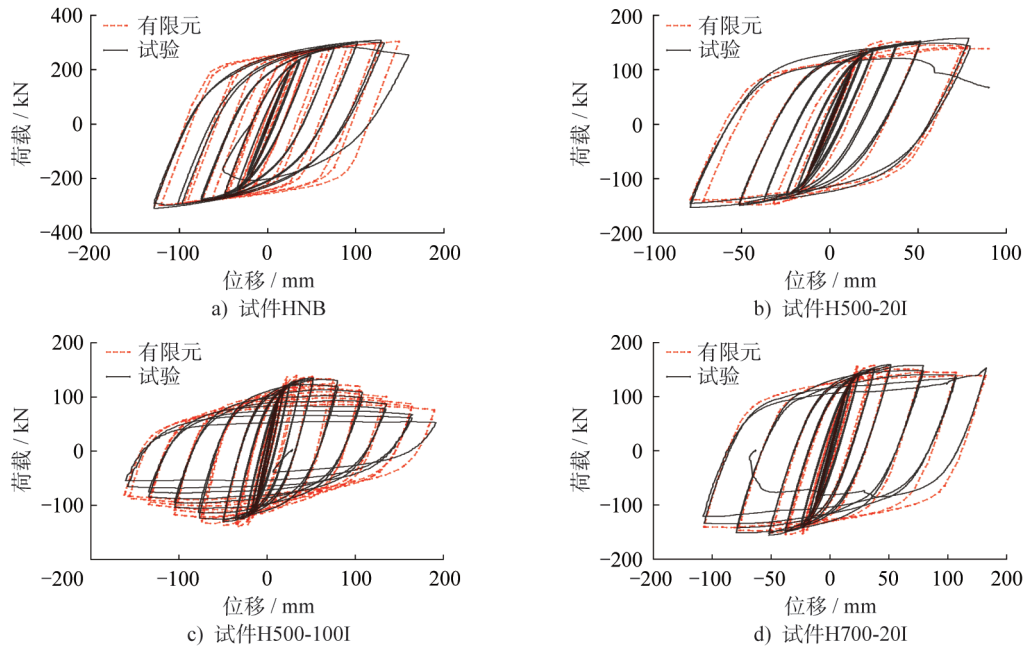


图3　各试件荷载–位移曲线

Fig. 3　Load-displacement curves of specimens

在试件H500-100I的模型中，虽然有限元结果较好地模拟出加载后期承载力下降的现象，但因未考虑断裂的影响，下降趋势没有试验结果明显。

2.2.2　构件变形

图4展示了在往复加载条件下节点的屈曲变形对比，从图中可以看出，有限元模型中角钢和腹板的屈曲位置及变形形态与试验结果高度一致，表明有限元模型可以较好地模拟试件的变形形态。

3　可更换角钢连接的受力机理

3.1　连接的受力特点

在角钢连接区域，角钢作为主要的耗能元件，其受力与传力机制如图5所示。四根角钢同时承受弯矩、剪力及轴力的共同作用，其双角钢截面受力主要分为两类：在整体弯曲作用下，间隙截面处的弯矩由上、下翼缘角钢分别承受的拉、压轴力偶进行传递（图5 a））；在整体剪切作用下，双角钢截面则主要承受剪力与局部弯矩作用（图5 b）），剪力最终通过四根角钢共同承担。

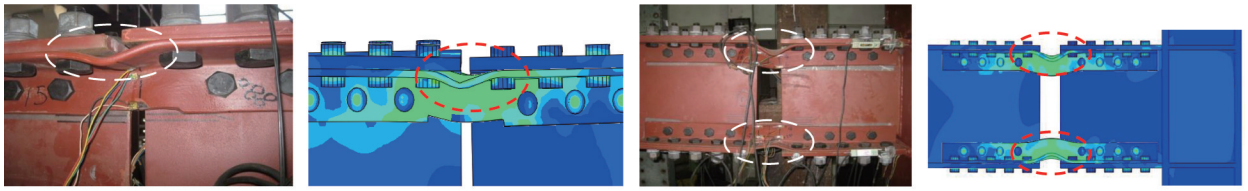
3.2　拼接位置的传力机制

将连接从间隙截面中心截开，取右半段的隔离体进行分析，如图6所示，右端截面的外力为F，左端截面的内力按位置可分为上、下两部分，上部分的内力M_t、N_t、V_t来源于上翼缘的双角钢，下部分的内力M_b、N_b、V_b来源于下翼缘的双角钢。平衡方程见下式：

$$N_t + N_b = 0 \tag{4}$$

$$V_t + V_b = F \tag{5}$$

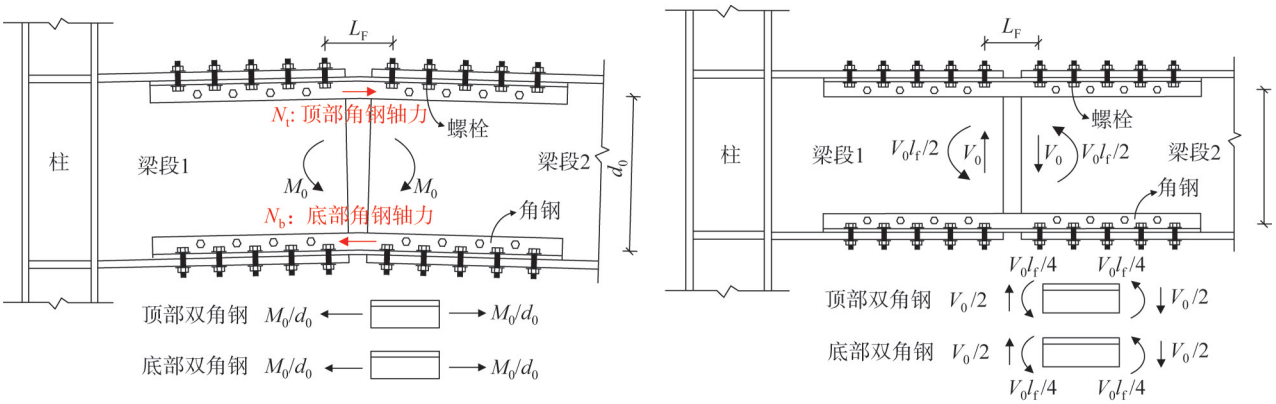
$$M_t + M_b + N_b d_0 = F\Delta l = M_m \tag{6}$$



a) 试件H700-20I试验结果 b) 试件H700-20I有限元分析结果 c) 试件H500-100I试验结果 d) 试件H500-100I有限元分析结果

图4 试验与有限元分析变形结果对比

Fig. 4 Comparison of deformation results between test and finite element analysis



a) 整体弯曲作用 b) 整体剪切作用

图5 连接受力图

Fig. 5 Force diagrams of the connection

式中：M_m为间隙截面的总弯矩；d_0为连接处力偶的间距；Δl表示荷载F距离间隙中心处的距离，如图6所示。

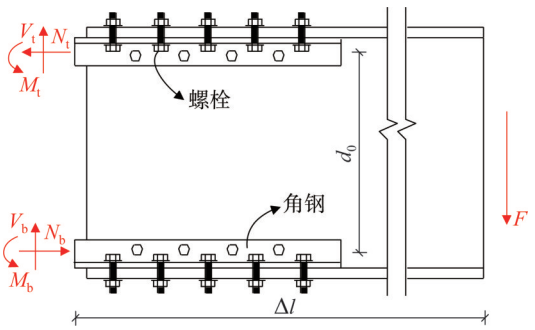


图6 间隙右端隔离体

Fig. 6 Isolation body at the right end of the gap

HE等[15]将该连接类比带有开孔腹板钢梁，借鉴其相关力学模型、经验公式以及弯矩-剪力相互作用曲线来计算连接的承载力，但未系统考虑自由变形长度、梁高及角钢截面尺寸等参数对弯矩-剪力耦合作用的影响。本文在此基础上建立连接段的精细化力学模型，揭示关键参数对角钢连接弯矩-剪力传力机制的影响规律，提出考虑多参数的抗剪承载力设计曲线和弯矩-剪力相互作用曲线，完善了角钢连接传力机制的理论框架。

4 可更换角钢连接参数分析

本节探讨了可更换角钢连接在纯弯矩、纯剪切以及弯矩-剪力耦合作用下的力学性能和破坏机制。纯弯矩作用是指角钢连接仅承受弯矩，上下翼缘的双角钢截面以承担弯矩产生的轴向力为主；纯剪切作用是指角钢连接在竖向荷载作用下仅承受剪力，而不受弯矩和轴向力的影响，可通过合理设计自由变形长度来实现；弯矩-剪力耦合作用是指角钢连接同时承受弯矩和剪力，此时弯矩引起的轴向力与剪力传递过程中产生的局部弯矩相互作用，共同决定连接的应力分布状态和承载能力。

角钢的自由变形长度与连接的变形能力密切相关，文献[16]中详细介绍了自由变形长度的取值范围，主要通过式(7)来计算。

$$L_F = \frac{\theta_p}{\varepsilon_p} d_a \tag{7}$$

式中：d_a为角钢有效截面轴心到梁上翼缘中心的间距(假设连接的中性轴中心位于梁上翼缘中心，约为$0.9H$，H为钢梁的高度)，ε_p为钢材往复荷载下的塑性应变，取钢材弹性应变的50倍。在往复荷载作用下，L_F的取值需综合考虑塑性转动需求与塑性应变，其合理取值范围与钢梁高度相关，可控制在$0.26\sim0.31H$之间。

采用有限元软件ABAQUS建立了精细化数值模型，角钢尺寸、梁高及自由变形长度等关键参数取值见表3。

基于双角钢截面的受力机理，分析了连接在纯弯矩作用下的承载力理论计算模型，并通过有限元分析验证了理论计算结果的准确性。在纯剪切作用下，连接的破坏模式受自由变形长度的影响显著，由剪切主导向弯矩-剪力耦合作用主导转变。通过参数分析，建立了考虑多个设计参数的抗剪承载力设计曲线和弯矩-剪力相互作用曲线，为角钢连接的设计提供了重要的理论依据。

4.1　纯弯矩作用下连接的承载力计算与分析

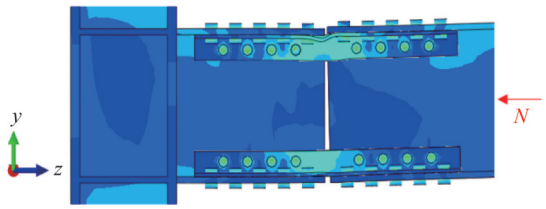
假设连接只受一对力偶作用，如图5a)所示。根据文献[9]可知M_t、M_b与间隙截面上的总弯矩M_m相比是很小的，可忽略不计，则连接间隙处最大弯矩的理论计算公式可由式(6)简化为式(8)。

$$M_m = N_{min} d_0 = \min(N_u, N_c) d_0 \tag{8}$$

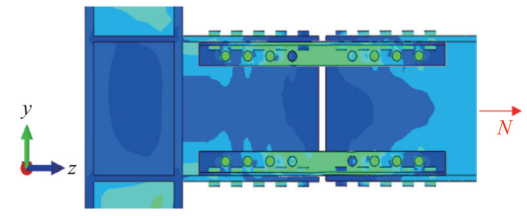
式中：N_{min}为双角钢截面在受拉或受压状态下承载力的较小值，N_u为双角钢截面受到的拉力，N_c为双角钢截面受到的压力。

(1) 有限元分析

首先分析连接在拉压荷载下的承载力，建立的有限元模型如图7所示。边界条件为限制x方向的平动自由度以及绕z轴的转动自由度，避免连接发生面外失稳。通过在梁端以位移控制的方式施加压力和拉力，获取角钢连接的整体力学响应过程。



a) 节点受压变形



b) 节点受拉变形

图7　节点局部变形

Fig. 7　Local deformation of joints

通过后处理模块提取荷载-位移曲线，可得到双角钢截面在拉压两种受力状态下的承载力，以拉压承载力的较小值作为控制指标，由式(8)可确定连接在纯弯矩作用下的承载力。

(2) 理论承载力分析

① 轴向受拉情形

表3　参数分析

Table 3　Parametric analysis

角钢尺寸/mm	H/mm	L_F/mm	l_1/mm	l_2/mm	受力类型
60-110-10	450	120	55	65	纯剪
		130	55	75	纯弯、纯剪
		270	55	215	纯剪
		280	55	225	纯剪
		290	55	235	纯剪
		330	55	275	纯剪
74-96-10	450	120	55	65	纯剪
		130	55	75	纯弯、纯剪
		280	55	225	纯剪
		290	55	235	纯剪
		310	55	255	纯剪
80-90-10	450	120	55	65	纯剪
		130	55	75	纯弯、纯剪
		210	55	155	纯剪
		260	55	205	纯剪
		290	55	235	纯剪
		310	55	255	纯剪
85-85-10	450	130	55	75	纯弯、纯剪
95-75-10	450	120	55	65	纯剪
		130	55	75	纯弯、纯剪
		130	35	95	纯剪
		210	55	155	纯弯、纯剪
		210	85	125	纯剪
		270	55	215	纯剪
		290	55	235	纯剪
		310	55	255	纯弯、纯剪
	350	130	55	75	纯剪
	550	130	55	75	纯剪

注：l_1、l_2分别表示角钢中部内排螺栓到左端部的距离(图10)。以角钢尺寸60-110-10为例，60 mm表示背靠腹板一肢的长度；110 mm表示背靠翼缘一肢的长度；10 mm表示角钢厚度。

对于单角钢而言，在轴向拉力作用下的失效模式主要表现为螺栓连接区域的净截面断裂，如图8所示。螺栓孔的存在导致应力集中，当轴向拉力N达到净截面的极限承载力时，断裂面通常始于螺栓孔边缘并沿着最不利应力位置发展，随着荷载的持续增加，塑性区逐渐扩展，最终在角钢的净截面发生断裂。此时角钢所受到的拉力N_u为：

$$N_u = f_y A_n \tag{9}$$

式中：f_y为钢材的屈服强度；A_n为角钢净截面面积。净截面面积的计算如图8所示，参考规范ANSI/AISC 360-1净截面面积的计算公式为：

$$A_n = A_g - t\sum d_{hole} + \frac{s^2}{4p}t \tag{10}$$

式中：A_g为角钢全截面面积；$\sum d_{hole}$为断裂面上孔直径之和；t为角钢的厚度；s为断裂面上两孔中心的横向间距；p为断裂面上两孔中心的纵向间距。

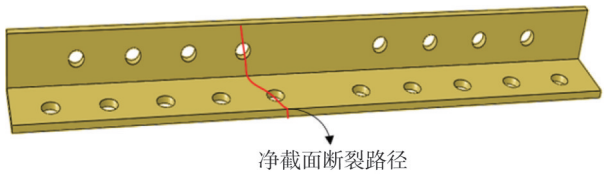


图8 螺栓连接区域的断裂面

Fig. 8 Fracture surface of bolt connection area

文献[17]对不同布置形式的螺栓连接的断裂性能进行了试验研究、数值模拟和可靠性分析。研究结果表明，由于螺栓孔对截面造成的削弱效应以及螺栓孔间的双轴应力增强效应，采用$s^2/(4g)$计算角钢净截面面积通常偏于保守。基于大量试验数据，进一步开展了有限元分析，最终提出了一种修正后的净截面面积计算公式(式(11))，以更准确地反映螺栓连接的实际受力性能。

$$A_n = 1.16 \times \left(A_g - t\sum d_{hole} + \frac{s^2}{4p}t \right) \tag{11}$$

② 轴向受压情形

双角钢在轴向受压时，可能发生单角钢的局部失稳、整体失稳和双角钢的整体失稳，各失稳模式在文献[16]中进行了详细的介绍。在轴向压力作用下，角钢的稳定系数φ取决于其失稳模式，单角钢的稳定系数φ_1和双角钢的稳定系数φ_2可根据文献[16]中的理论分析来确定，则双角钢截面的稳定系数$\varphi = \min(\varphi_1, \varphi_2)$。双角钢在轴向受压时的承载力为：

$$N_c = \varphi f_y A \tag{12}$$

则节点在一对力偶作用下时，连接处截面的最大弯矩可根据式(8)来计算得到。

基于上述分析，在有限元软件ABAQUS中建立了五种不同角钢尺寸的节点模型，通过对比修正前后连接在纯弯矩作用下的承载力理论值，可以发现，采用修正后的净面积计算公式(式(11))得到连接的理论承载力与有限元结果的差异较小，如表4所示。

表4 纯弯矩作用下的计算结果对比

Table 4 Comparison of calculation results under pure bending moment

角钢尺寸/mm	净截面面积A_n/mm^2		弯矩理论值M_m/(kN·m)-公式(8)		有限元结果M_{FE}/(kN·m)	M_{FE}/M_m	
	修正前-公式(10)	修正后-公式(11)	修正前	修正后		修正前	修正后
60-110-10	1 163	1 350	210.44	244.22	255.21	1.21	1.04
74-96-10	1 163	1 350	204.43	237.24	245.78	1.20	1.03
80-90-10	1 163	1 350	201.70	234.07	245.72	1.22	1.05
85-85-10	1 163	1 350	199.07	231.02	243.36	1.22	1.05
95-75-10	1 163	1 350	193.23	224.24	237.01	1.23	1.06

4.2 纯剪切作用下连接的承载力计算与分析

在ABAQUS中对角钢进行纯剪切分析时，随着变形的发展角钢连接会出现复杂的失效模式，图9展示了角钢连接在纯剪切作用下的失效模式云图，表现了连接的应力分布与局部变形特征。加载初期角钢内力以剪切应力为主(图9a))；加载后期螺栓周边出现拉应力集中现象，失效模式转为拉伸破坏(图9b))。这种应力状态的演化过程使得连接的失效模式逐渐偏离纯剪切模式，转变为拉伸主导的失效模式。随着荷载的持续增加，局部区域的拉应力逐渐占据主导作用，可能在应力集中区域(如螺栓孔)发生拉伸破坏，而非预期的剪切破坏。

针对上述力学机制的转变，建立了有限元模型，模型中涵盖了角钢的关键几何参数，包括两肢尺寸、自由变形长度、梁高等。通过大量的数值模拟分析表明：当转角为5%时，角钢截面基本进入全塑性状态(图10)。基于这一现象本文以转角为5%时对应的荷载值作为角钢连接有限元模拟的抗剪承载力。通过对自由变形段的变形特征进行分析，建立相应的力学简化模型(图11)和理论计算公式(式(13)和式(14))。

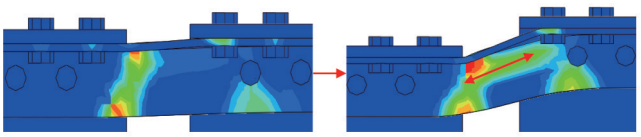


图9 连接失效模式

Fig. 9 Failure modes of the connection

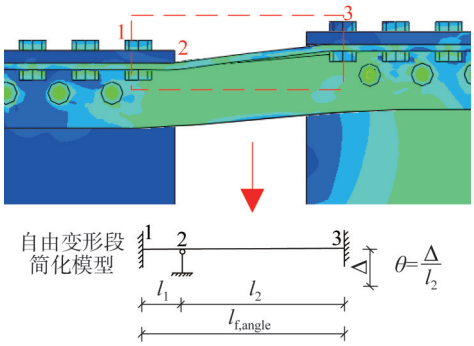


图 10　角钢自由变形段的变形

Fig. 10　Deformation of the free deformation section of the angle steel

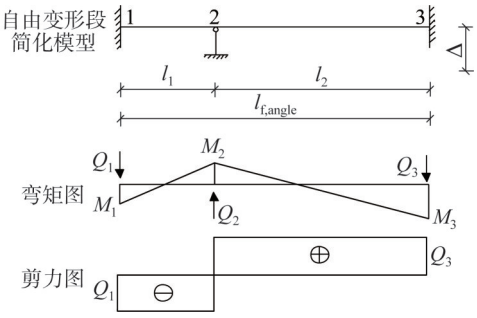


图 11　角钢自由变形段计算简图

Fig. 11　Simplified model of the free deformation section

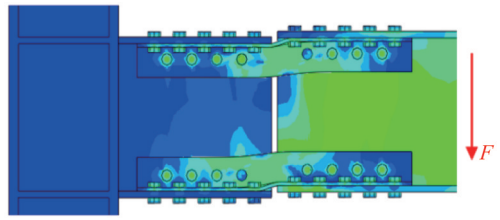
$$M_3=\frac{3EI\Delta(l_1+2l_2)}{l_2^2(l_1+l_2)} \tag{13}$$

$$Q_3=\frac{3EI\Delta(l_1+4l_2)}{l_2^3(l_1+l_2)} \tag{14}$$

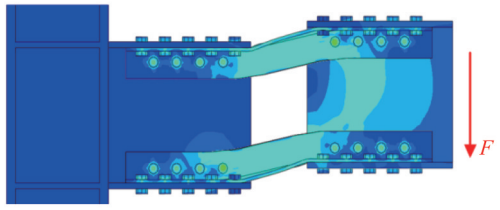
节点连接处的单角钢在纯剪切作用下的抗剪承载力理论值根据规范 AISC 360-16[18]可确定为 $0.6f_ybt$，其中 b 为角钢横截面的宽度，t 为角钢的厚度。则连接处的抗剪承载力为四根角钢承载力之和(式(15))。

研究表明，在不同自由变形长度下连接的力学行为特征呈现显著差异。当自由变形长度相对较小时，连接的失效模式主要以剪切变形为主导(图 12a))，用式(15)计算得到的理论计算值和有限元分析结果相差较小。但随着自由变形长度逐渐增加，连接除受到剪切作用外，还受到由于剪力在自由变形段传递而产生的局部弯矩作用(图 12b))，此时弯矩-剪力耦合作用导致角钢的应力分布复杂，用式(15)预测的抗剪承载力与有限元分析结果产生明显偏差。因此，通过在 ABAQUS 中对自由变形长度、梁高、角钢截面几何参数等进行参数分析，提出了在不同参数下的抗剪承载力设计曲线，如图 13 所示，设计曲线的理论公式如下所示。

$$V_m=\begin{cases}\sum 0.6f_ybt & \eta<40\\ a\eta+c & 40\leqslant\eta\leqslant125\\ 2M_p/l_2 & \eta>125\end{cases} \tag{15}$$



a)　自由变形长度较短时



b)　自由变形长度较长时

图 12　连接在不同自由变形长度下的变形图

Fig. 12　Deformation of the connection under different free deformation lengths

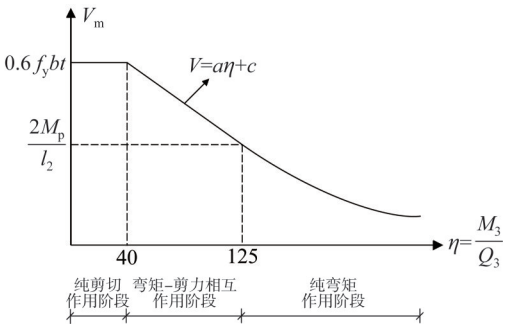


图 13　抗剪承载力设计曲线

Fig. 13　Shear bearing capacity design curve

式中：f_y 为角钢的屈服强度；b 为角钢肢高；t 为角钢的厚度；M_p 为全截面塑性弯矩；η 为图 11 中 M_3/Q_3 的比值；a、c 分别为弯矩-剪力相互作用阶段的线性待定系数，可通过有限元参数分析结果确定。

由图 13 可知，角钢自由变形段的长度对连接的破坏模式具有显著影响。当自由变形长度相对较短时，连接的破坏模式主要受剪切作用主导。随着自由变形长度的增大，连接的破坏模式逐渐转变为弯矩-剪力耦合作用控制。

为验证所提出的抗剪承载力设计曲线的可靠性，将纯剪切作用下的理论计算值 V_m 与有限元分析结果 V_{FE} 进行对比(表 5)。结果表明，两者得到的承载力值具有良好的一致性，相对误差在可接受范围内，为角钢连接的设计提供了理论依据。

4.3　弯矩-剪力耦合作用

在实际角钢连接设计中，连接同时承受弯矩与剪力作用，弯剪耦合效应显著，承载力低于纯弯、纯剪作用下

表5 纯剪切作用下的计算结果对比

Table 5 Comparison of calculation results under pure shear

角钢尺寸/mm	H/mm	L_F/mm	l_1/mm	l_2/mm	V_m/kN	V_{FE}/kN	V_{FE}/V_m
60-110-10	450	130	55	75	332.20	377.10	1.13
74-96-10	450	130	55	75	410.40	450.60	1.09
80-90-10	450	130	55	75	444.40	463.40	1.04
85-85-10	450	130	55	75	472.40	483.10	1.02
95-75-10	450	120	55	65	535.80	531.20	0.99
95-75-10	450	130	55	75	528.80	579.10	1.09
95-75-10	450	130	35	95	507.30	535.20	1.05
95-75-10	450	210	55	155	422.30	465.20	1.09
95-75-10	450	210	85	125	454.50	490.20	1.07
95-75-10	450	310	55	255	292.20	315.20	1.07
95-75-10	350	130	55	75	528.80	566.50	1.07
95-75-10	550	130	55	75	528.80	570.70	1.08

的理论值。文献[15]中对连接的弯矩-剪力耦合关系进行了详细阐述，建立了连接弯矩和剪力的内在联系，通过分析可以发现两者之间存在如下的耦合关系：

$$\left(\frac{V}{V_m}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M}{M_m}\right)^{\alpha}=1 \tag{16}$$

式中：M、V为连接间隙截面处的弯矩和剪力；M_m、V_m分别为连接间隙截面在只单独承受弯矩或剪力情形下的理论值；α为待求系数。

基于文献[15]所提到的弯矩-剪力相互作用曲线，建立不同剪跨比下的有限元模型，分析各个设计参数与弯矩-剪力耦合作用的内在联系。对每个模型施加单调位移荷载，提取荷载-位移曲线的峰值作为极限剪力荷载V，根据角钢连接的受力关系，将剪力荷载V乘以力臂长度获得角钢中部截面的极限弯矩M，结合纯弯矩作用下理论承载力M_m与纯剪切作用下理论承载力V_m将得到的几组弯矩、剪力值进行无量纲化，通过非线性回归分析对式(16)进行拟合，求解不同设计参数下的待求系数α。

本节通过建立有限元模型，系统研究了角钢截面几何参数、梁高、自由变形长度及角钢端部距离等关键参数对连接受力特性的影响。各组模型在纯剪切和纯弯矩作用下的模拟结果均与理论计算结果吻合良好，验证了本文理论方法的准确性与普适性。在此基础上，通过进一步开展弯矩-剪力耦合作用下的参数分析，最终分别构建了反映角钢几何尺寸、梁高以及自由变形长度与端部距离影响的弯矩-剪力相互作用曲线，分别如图14、图15和图16所示，其中横、纵坐标分别为弯矩除以理论弯矩承载力M_m、剪力除以理论剪力承载力V_m后等到的无量纲化数值。

通过对角钢连接的参数分析，发现式(16)中的待求系数α随角钢截面几何参数、梁高、自由变形长度等参数

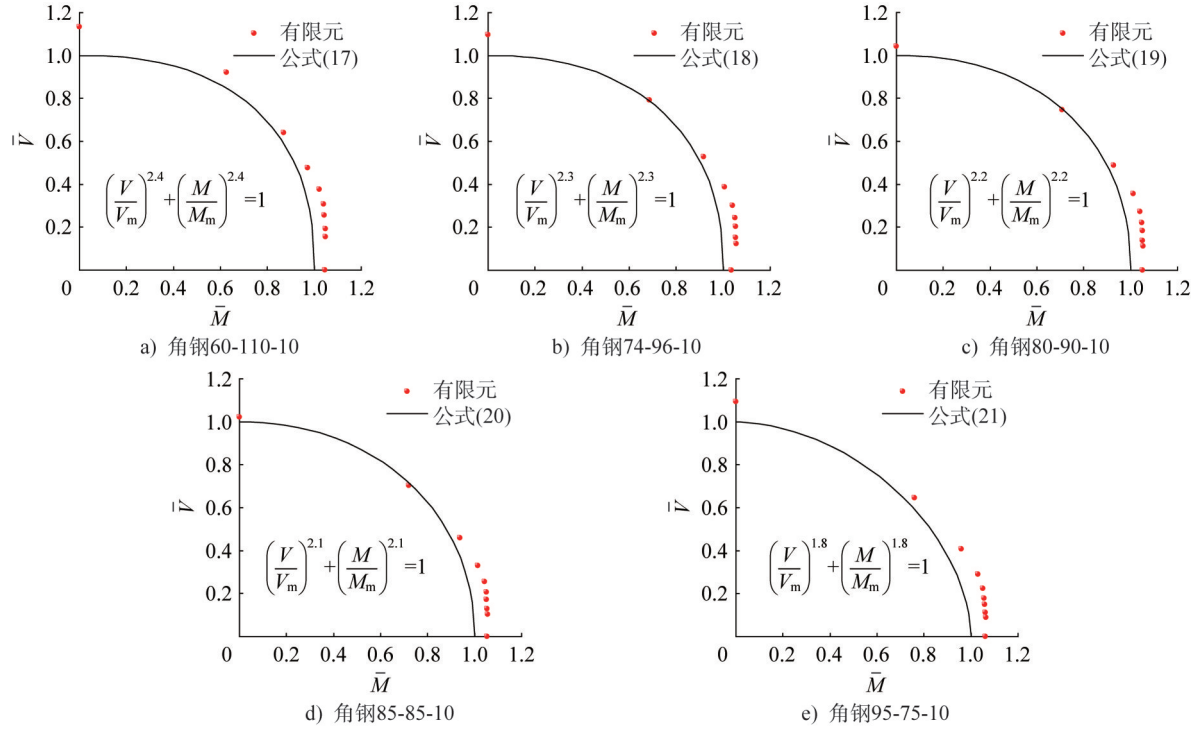
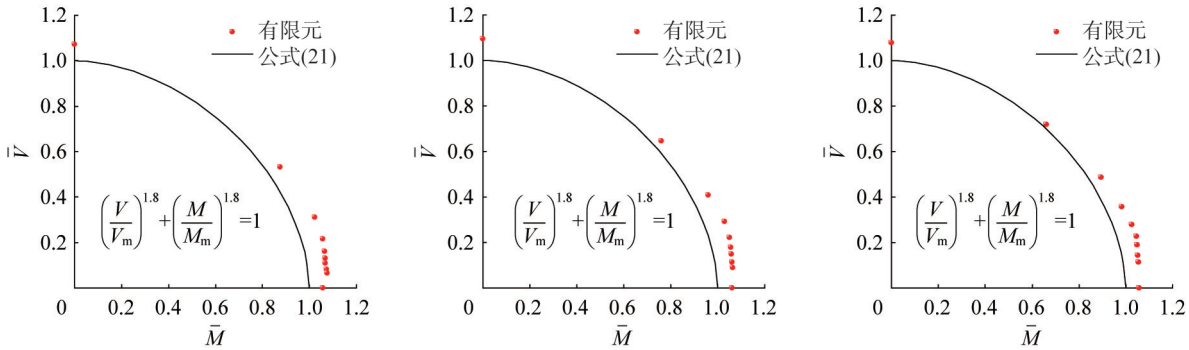


图14 不同尺寸角钢连接弯矩-剪力相互作用曲线

Fig. 14 Bending moment-shear force interaction curves of angle steel connections with different sizes



a) 角钢H=350 mm　　b) 角钢H=450 mm　　c) 角钢H=550 mm

图15　不同梁高的连接弯矩–剪力相互作用曲线

Fig. 15　Bending moment-shear force interaction curves of connections with different beam heights

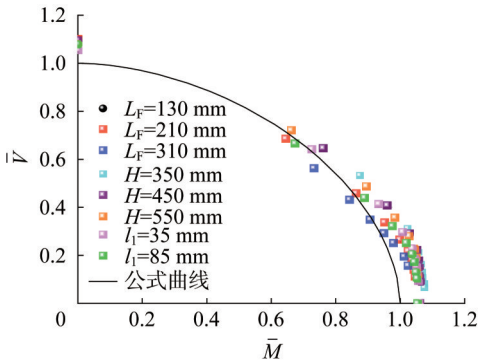


图16　不同L_F、l_1的连接弯矩–剪力相互作用曲线

Fig. 16　Bending moment-shear force interaction curves of connections with different L_F and l_1

的变化而呈现出不同的取值。在此基础上，将拟合得到的系数α代入式(16)，进而构建了能够反映不同几何参数(如角钢截面尺寸、自由变形长度、梁高等)影响的弯矩-剪力相互作用曲线。公式(17)～(21)则是基于不同参数组合分析以及非线性回归拟合推导而得，旨在定量展示不同参数组合下角钢连接在弯矩与剪力耦合作用下的承载力关系。

$$\left(\frac{V}{V_m}\right)^{2.4}+\left(\frac{M}{M_m}\right)^{2.4}=1 \tag{17}$$

$$\left(\frac{V}{V_m}\right)^{2.3}+\left(\frac{M}{M_m}\right)^{2.3}=1 \tag{18}$$

$$\left(\frac{V}{V_m}\right)^{2.2}+\left(\frac{M}{M_m}\right)^{2.2}=1 \tag{19}$$

$$\left(\frac{V}{V_m}\right)^{2.1}+\left(\frac{M}{M_m}\right)^{2.1}=1 \tag{20}$$

$$\left(\frac{V}{V_m}\right)^{1.8}+\left(\frac{M}{M_m}\right)^{1.8}=1 \tag{21}$$

5　结论

(1) 本文基于ABAQUS有限元软件，构建了可更换耗能角钢连接的数值模型，综合考虑了连接几何形状、材料非线性、接触非线性等因素，通过与试验结果对比验证了模型的可靠性，有限元模型可较好地模拟节点的滞回性能、破坏模式以及应力分布规律。通过合理设计角钢尺寸，将塑性变形集中于角钢部件，从而避免节点发生脆性破坏，减小震后修复成本，提升结构的抗震性能和经济效益。

(2) 研究结果表明，连接的力学性能与角钢截面几何参数、自由变形长度以及梁高等因素密切相关。尤其是自由变形长度对连接的破坏模式和承载力具有显著影响，在实际设计中，L_F的取值可控制在0.26～0.31H之间。当L_F较短时，连接主要发生以剪切作用为主导的破坏；随着L_F增加，弯矩和剪力的耦合作用逐渐成为连接破坏的主要机制。通过在ABAQUS中进行参数分析，建立了不同设计参数下的抗剪承载力设计曲线，验证了设计曲线的准确性和适用性，为角钢连接的优化设计提供了重要的理论支撑。

(3) 本文通过分析连接段的受力机理，建立了连接段的力学模型及弯矩和剪力的耦合关系，并基于式(16)提出了角钢连接在不同设计参数下的弯矩-剪力相互作用曲线，从而构建了角钢连接承载力设计的理论框架。研究结果表明，弯矩与剪力的耦合效应对连接承载力具有显著影响，不同参数组合下的承载力需通过式(16)进行计算。这种耦合作用在设计中需要特别考虑，以确保连接的安全性和可靠性。

参考文献：

[1] 周绪红，王宇航. 我国钢结构住宅产业化发展的现状、问题与对策[J]. 土木工程学报，2019，52(1)：1-7. DOI：10.15951/j.tmgcxb.2019.01.001.
ZHOU Xuhong，WANG Yuhang. Status，problems and countermeasures of industrialization development of steel structural residence in China [J]. China Civil Engineering Journal，2019，52(1)：1-7. DOI：10.15951/j.tmgcxb.2019.

01.001.(in Chinese)

[2] MILLER D K. Lessons learned from the northridge earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4/5/6): 249-260. DOI:10.1016/S0141-0296(97)00031-X.

[3] NAKASHIMA M, INOUE K, TADA M. Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4/5/6): 271-281. DOI:10.1016/S0141-0296(97)00019-9.

[4] 何志明, 周云, 卢德辉, 等. 可更换钢管铅芯阻尼器偏心支撑框架分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2016, 38(1): 79-88. DOI:10.16226/j.issn.1002-8412.2016.01.012.
HE Zhiming, ZHOU Yun, LU Dehui, et al. Structure analysis of replaceable shear link eccentrically brace with lead-filled steel tube damper [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2016, 38(1): 79-88. DOI:10.16226/j.issn.1002-8412.2016.01.012.(in Chinese)

[5] 赵俊贤, 蔡泽鑫, 邵旭东, 等. 基于悬挂连接的韧性钢框架梁柱节点抗震性能数值模拟[J]. 工业建筑, 2021, 51(8): 79-86. DOI:10.13204/j.gyjzG20012301.
ZHAO Junxian, CAI Zexin, SHAO Xudong, et al. Numerical analysis on seismic performance of resilient steel beam-column joints using suspended connections [J]. Industrial Construction, 2021, 51(8): 79-86. DOI: 10.13204/j.gyjzG20012301.(in Chinese)

[6] VARGAS R, BRUNEAU M. Analytical response and design of buildings with metallic structural fuses. I [J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(4): 386-393. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135: 4(386).

[7] 王萌, 柯小刚. 带LYP160钢连接组件的扩翼型盖板连接节点抗震行为研究[J]. 工程力学, 2019, 36(8): 149-160. DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2018.07.0410.
WANG Meng, KE Xiaogang. Seismic behavior of widened flange connections with LYP160 steel components [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(8): 149-160. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2018.07.0410.(in Chinese)

[8] 蔡泽鑫. 基于悬挂连接的韧性钢框架梁柱节点抗震性能与设计方法[D]. 广州:华南理工大学,2020.
CAI Zexin. Seismic performance and design method of resilient steel beam-to-column moment connections using suspension mechanism on top flange[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2020. (in Chinese)

[9] 邵铁峰, 陈以一. 采用耗能角钢连接的部件可更换梁试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(7): 38-45. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2016.07.005
SHAO Tiefeng, CHEN Yiyi. Experimental study on steel H-beams with replaceable energy dissipation angle[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(7): 38-45. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2016.07.005.(in Chinese)

[10] HE X Z, CHEN Y Y, EATHERTON M R, et al. Experimental evaluation of replaceable energy dissipation connection for moment-resisting composite steel frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(6): 04018042. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002028.

[11] BANISHEIKHOLESLAMI A, BEHNAMFAR F, GHANDIL M. A beam-to-column connection with visco-elastic and hysteretic dampers for seismic damage control[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 117: 185-195. DOI:10.1016/j.jcsr.2015.10.016.

[12] OH S H, KIM Y J, RYU H S. Seismic performance of steel structures with slit dampers [J]. Engineering Structures, 2009, 31 (9): 1997-2008. DOI: 10.1016/j. engstruct. 2009.03.003.

[13] MANDER T J, RODGERS G W, CHASE J G, et al. Damage avoidance design steel beam-column moment connection using high-force-to-volume dissipators[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(11): 1390-1397. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000065.

[14] CHABOCHE J L. Time-independent constitutive theories for cyclic plasticity[J]. International Journal of Plasticity, 1986, 2(2): 149-188. DOI:10.1016/0749-6419(86)90010-0.

[15] HE X Z, CHEN Y Y, KE K, et al. Development of a connection equipped with fuse angles for steel moment resisting frames [J]. Engineering Structures, 2022, 265: 114503. DOI:10.1016/j.engstruct.2022.114503.

[16] 贺修樟, 陈以一. 下翼缘组件可更换框架组合梁的设计方法及验证[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(3): 1-13. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2019.0182.
HE Xiuzhang, CHEN Yiyi. Design method and its verification for connection of steel-concrete composite beams with replaceable elements at bottom flange [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(3): 1-13. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.0182.(in Chinese)

[17] WEI F, FANG C, YAM M C H, et al. Fracture behaviour and design of steel tensile connections with staggered bolt arrangements [J]. International Journal of Steel Structures, 2015, 15(4): 863-879. DOI:10.1007/s13296-015-1208-4.

[18] ANSI/AISC 360-16 Specification for structural steel buildings[S].