

文章编号:1673-2049(2018)01-0077-09

箱形节点域工字形柱弱轴盖板加强连接的设计方法

苟海刚^{1,2}, 郑辉晓³, 卢林枫¹

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 长安大学 基建处, 陕西 西安 710064;
3. 碧桂园河南区域控股有限公司, 河南 郑州 450000)

摘要:为了实现“高延性-高弹性承载力”的抗震设计思路和推广盖板加强型连接在工字形柱钢框架中的应用,提出了一种适用于箱形节点域工字形柱弱轴盖板加强连接的设计方法和设计步骤。通过一个多层钢框架工程实例的设计,验证了所提盖板加强型连接设计方法的可靠性。采用ABAQUS有限元软件对实际工程的内框架十字形节点在循环荷载作用下的力学性能进行分析,研究了节点的破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、刚度退化曲线、延性系数和耗能能力。结果表明:新型箱形节点域工字形柱弱轴盖板加强连接的设计方法合理、可靠,应用该方法设计的工字形柱弱轴连接节点能够实现梁上“塑性铰”外移,节点具有较强的塑性变形能力和耗能能力,能够满足抗震规范中“强柱弱梁”和“强节点弱构件”的抗震设计理念。

关键词:钢框架;弱轴;盖板连接;设计方法;力学性能

中图分类号:TU391 **文献标志码:**A

Design Method of Cover-plate Reinforced Connection of I-section Column for Weak Axis with Box Joint Region

GOU Hai-gang^{1,2}, ZHENG Hui-xiao³, LU Lin-feng¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China;
2. Infrastructure Projects Office, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China;
3. The Henan Region of Country Garden Co., Ltd, Zhengzhou 450000, Henan, China)

Abstract: In order to realize the seismic design idea of “high ductility and high bearing capacity” and to promote the application of cover-plate reinforced connection in I-section column steel frame, the design method and step about the cover-plate reinforced connection with box joint region of I-section column for weak axis were proposed. The reliability of the design method about cover-plate reinforced connection was verified by a practical multi-storey steel frame engineering example. The mechanical behavior of internal frame cross-shaped joint under cyclic loading in the actual engineering was analyzed by using finite element software ABAQUS. The failure pattern, hysteresis curve, skeleton curve, stiffness degradation curve, ductility factor, and energy dissipation performance were analyzed. The results show that the design method of the new cover-plate reinforced connection with box joint region of I-section column for weak axis was reasonable and reliable. The joint of I-shaped column for weak axis designed by the method can effectively move the beam plastic hinge away. The joint with the new connection has strong

收稿日期:2017-09-30

基金项目:国家自然科学基金项目(51278061)

作者简介:苟海刚(1975-),男,陕西永寿人,工程师,工学博士研究生,E-mail:gouhg@chd.edu.cn.

通讯作者:卢林枫(1972-),男,黑龙江龙江人,教授,工学博士,E-mail:lulinfeng@chd.edu.cn.

plastic deformation capacity and energy dissipation capacity, and can achieve the seismic design concept of “strong column and weak beam” and “strong joint and weak component” in the seismic code.

Key words: steel frame; weak axis; cover-plate connection; design method; mechanical behavior

0 引言

钢框架在进行抗震设计时一般可按“高延性-低弹性承载力”或“低延性-高弹性承载力”2类抗震设计思路进行设计。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1]中“强柱弱梁”和“强节点弱构件”的抗震设计要求,钢框架的抗震设计应按照“高延性-高弹性承载力”的设计思路进行结构抗震设计,即在地震时框架出现“梁铰机构”,避免出现“柱铰机构”,框架柱及节点域均保持弹性状态,期望其具有足够的承载力来抵抗地震作用^[2]。然而在1994年的美国北岭地震中,大量的脆性破坏出现在钢框架节点部位,预想的“梁铰机构”破坏机制并没有得到完美的展现。北岭地震后,学者们开始研发各种“post-Northridge”连接,其中一种就是采用加强梁端的方法。钢框架盖板加强型节点是这种结构的代表,其始于1994年美国北岭地震后,可以使节点在地震作用时在框架梁上产生远离节点域的塑性铰,提高节点的延性,同时消耗大量的地震能量,达到阻止节点发生脆性断裂破坏的目的。然而,国内外对盖板加强型梁柱节点的研究大多为钢框架工字形柱的强轴连接节点^[3-6],对工程中与强轴连接节点一样普遍存在的工字形柱弱轴连接节点的研究较少。胡方鑫等^[7-8]对3个特殊构造的梁柱连接节点试件进行了循环加载试验研究,并采用ABAQUS有限元软件进行有限元模拟分析。梁柱连接节点包括弱轴异形盖板焊接连接(节点Ⅱ)和柱弱轴异形盖板焊接连接(节点Ⅲ),试验和有限元分析结果为此类构造梁柱节点的分析和相关设计方法提供一定的参考。

为了实现“高延性-高弹性承载力”的抗震设计思路和推广盖板加强型连接在工字形柱钢框架中的应用,卢林枫等^[9]按照高延性和高承载力的设计思路针对工字形柱梁柱弱轴连接的设计提出了一种新型的节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接。前期完成的弱轴边框架节点试验研究和有限元分析^[10-11]表明:新型节点表现出了较好的延性、塑性转动能力以及较高的承载能力和较好的经济性。

已有研究只是对新型梁柱弱轴盖板加强连接中盖板几何参数的选取给出了初步建议的取值方

法^[12],还未能形成可靠的针对此类型节点的设计方法。本文在已有研究成果的基础上^[12-15],参考国内外相关规范^[1,16-17],提出新型箱形节点域工字形柱弱轴盖板加强连接节点的设计方法和设计步骤,并结合工程实例,采用ABAQUS有限元软件进行了节点力学性能分析,检验本文提出的新型梁柱弱轴盖板加强连接节点设计方法的可靠性。

1 新型梁柱弱轴盖板加强连接的设计方法

新型梁柱弱轴盖板加强连接的基本形式如图1所示,其核心部件为蒙皮板和加强盖板。根据前期的试验研究模型设计经验和有限元模拟分析结果^[12-15],参考国内外相关规范^[1,16-17]的条文及说明,本文总结出新型梁柱弱轴盖板加强连接节点的设计方法和步骤。

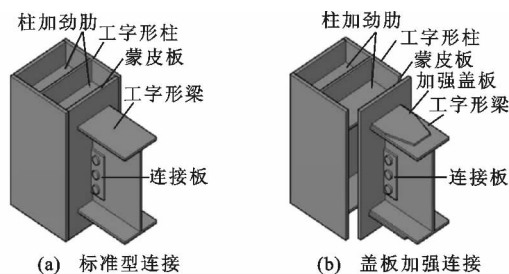


图1 新型梁柱弱轴连接

Fig. 1 New Type Connection of Beam and Column at Weak Axis

步骤1:选定加强盖板的长度 l_{cp} 和宽度 b_{cp} 。

依据试验研究和有限元分析结果,并考虑到中国钢框架结构H形梁盖板连接的常见做法,上盖板为梯形,下盖板为矩形,以及与梁翼缘焊接的构造要求。取加强盖板长度 l_{cp} 为 $0.5h_b \sim 0.7h_b$ (h_b 为梁截面的高度),加强盖板的宽度要求为:上翼缘盖板的宽度 $b_{cp1} = b_f - 20$,下翼缘盖板的宽度 $b_{cp2} = b_f + 20$, b_f 为梁翼缘的宽度。

步骤2:计算塑性铰处梁截面的塑性弯矩 M_{pb} 。

$$M_{pb} = C_{pr} R_y W_{pb} f_y \quad (1)$$

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \quad (2)$$

式中: C_{pr} 为承载力系数,一般取1.2; R_y 为钢材超强

系数,取 1.1; W_{pb} 为梁的塑性截面模量; f_y 为钢材的屈服强度; f_u 为钢材的极限抗拉强度。

步骤 3: 计算梁柱连接蒙皮板表面处梁的塑性弯矩 M_{pc} 和屈服弯矩 M_{yc} (理想的梁塑性铰一般位于梁上加强盖板末端外约 1/4 梁高处)。

$$M_{pc} = M_{pb} \frac{l_0}{2l_p} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} C_y &= 1 / (C_{pr} \frac{W_{pb}}{W_b}) \\ M_{yc} &= C_y M_{pc} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: $l_p = l_0/2 - l_{cp} - h_b/4$, l_0 为梁的净跨度; W_b 为梁弹性截面模量。

步骤 4: 确定加强盖板的厚度 t_{cp} 。

根据蒙皮板表面处梁的塑性弯矩 M_{pc} 和屈服弯矩 M_{yc} 确定盖板厚度 t_{cp} 的取值范围, 分别将塑性弯矩 M_{pc} 和屈服弯矩 M_{yc} 代入下式

$$\frac{M_{yc} - W_{pb} f_y}{f_y b_{cp} (h_b + t_{cp})} \leq t_{cp} \leq \frac{M_{pc} - W_{pb} f_y}{f_y b_{cp} (h_b + t_{cp})} \quad (5)$$

式中: b_{cp} 为步骤 1 确定的盖板宽度。

步骤 5: 确定蒙皮板尺寸。

按照《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 的节点域验算公式形式, 节点蒙皮板厚度 t_{sp} 应满足如下公式要求

$$t_{sp} \geq \frac{h_b + h_c}{50} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (6)$$

式中: h_c 为柱截面高度。

理论上讲, 节点蒙皮板的高度 h_{sp} 按照构造要求设计取值, 蒙皮板两端超出梁翼缘高度大于或等于 60 mm 即可, 但考虑到楼板采用压型钢板组合或非组合楼板时方便楼板收边, 建议

$$h_{sp} \geq h_b + 300 \sim 400 \quad (7)$$

步骤 6: 加强盖板与梁翼缘的角焊缝验算。

加强盖板的角焊缝承载力 N_f 应大于加强盖板的屈服拉力 N_{fp} , 即

$$N_f = 0.7 h_f (l_{w1} \beta_1 + l_{w2}) f_f^w > N_{fp} = t_{cp} b_{cp} f \quad (8)$$

式中: h_f 为盖板与梁翼缘角焊缝高度; l_{w1} 为上盖板正面角焊缝的计算长度; l_{w2} 为下盖板正面角焊缝的计算长度; β_1 为正面角焊缝强度设计值增大系数, 取 1.22; f_f^w 为角焊缝强度设计值; f 为盖板钢材的强度设计值。

步骤 7: 根据抗震规范进行强柱弱梁和节点域的验算。

(1) 节点处的抗震承载力验算。

等截面梁满足

$$\sum W_{pc} (f_y - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb} f_y \quad (9)$$

端部翼缘变截面梁满足

$$\sum W_{pc} (f_y - N/A_c) \geq \sum (\eta W_{pb1} f_y + V_{pb} S) \quad (10)$$

式中: A_c 为柱截面面积; N 为柱轴向力设计值; η 为强柱系数; W_{pb1} 为梁塑性铰处梁塑性截面模量; V_{pb} 为梁塑性铰处剪力; W_{pc} 为柱的塑性截面模量; S 为塑性铰至蒙皮板面的距离, 塑性铰可取梁端部变截面翼缘的最小处。

(2) 节点域屈服承载力验算。

$$V_p = 1.8 h_{b1} h_{c1} t_w \quad (11)$$

$$\Psi (M_{pb1} + M_{pb2}) / V_p \leq 4 f_{yv} / 3 \quad (12)$$

$$(M_{b1} + M_{b2}) / V_p \leq 4 f_v / (3 \gamma_{RE}) \quad (13)$$

式中: Ψ 为折减系数; M_{pb1} , M_{pb2} 为节点域两侧梁的全塑性受弯承载力; V_p 为节点域的体积; h_{b1} , h_{c1} 分别为梁翼缘厚度中点间的距离和蒙皮板厚度中点间的距离; t_w 为柱节点域处腹板厚度, 对于本文连接取柱双翼缘的厚度和; f_{yv} 为钢材屈服抗剪强度, 取钢材抗拉屈服强度的 0.58 倍; M_{b1} , M_{b2} 为节点域两侧梁的弯矩设计值; f_v 为钢材抗剪强度设计值; γ_{RE} 为节点域承载力抗震调整系数, 取 0.75。

步骤 8: 梁腹板、剪切连接板和高强螺栓的抗剪承载力的验算。

梁腹板、剪切连接板和高强螺栓的抗剪承载力验算需按照现行的《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 的相关设计条文执行。

步骤 9: 检查所设计的连接细部构造是否满足相关要求。

连接细部构造的抗震设计要求需参照现行《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 的要求检查。

2 设计方法的工程验证

2.1 工程基本概况

实际工程为 4 层钢框架结构, 首层高为 6 000 mm, 其余层高为 4 500 mm, 钢框架纵向柱距为 6 000 mm, 柱截面尺寸为 H500×450×14×24, 采用外包式柱脚, 梁截面尺寸为 HN450×200×9×14, 梁柱连接为栓焊混合连接, 螺栓为 10.9 级 M20 高强度螺栓, 按摩擦型连接设计, 焊条为 E43 型, 梁柱等钢材的等级均为 Q235B, 抗震设防烈度为 8 度。依据框架结构在水平荷载作用下梁柱反弯点选取框架中柱节点作为分析模型, 柱高为 4 500 mm, 两侧梁长均为 3 000 mm, 梁柱线刚度比为 0.69, 节点连接形式如图 2 所示。

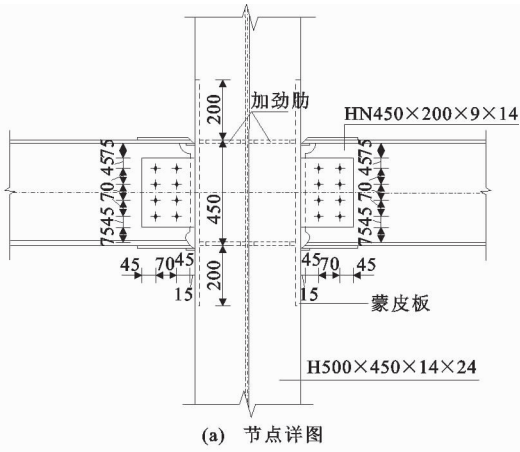


图2 实际工程框架节点的详图与示例(单位:mm)

Fig. 2 Details and Example of Frame Joint in Actual Project (Unit:mm)

2.2 节点设计验算

(1) 梁柱截面几何特性。

钢梁 HN450×200×9×14 的截面面积 $A_b = 97.41 \text{ cm}^2$, 弹性截面模量 $W_b = 1\,500 \text{ cm}^3$, 塑性截面模量 $W_{pb} = 1\,621.49 \text{ cm}^3$; 钢柱 H500×450×14×24 截面面积 $A_c = 279.28 \text{ cm}^2$, 弹性截面模量 $W_c = 1\,620 \text{ cm}^3$, 塑性截面模量 $W_{pc} = 2\,452.15 \text{ cm}^3$ 。

(2) 初步选定加强盖板的长度和宽度。

依据试验研究和有限元分析结果,并考虑到实际加强盖板与梁翼缘焊接的构造要求,选取加强盖板长度 $l_{cp} = 0.53h_b = 240 \text{ mm}$, 加强盖板的宽度为上盖板 $b_{cp1} = 180 \text{ mm}$, 下盖板 $b_{cp2} = 220 \text{ mm}$ 。

(3) 计算塑性铰处梁截面塑性弯矩 M_{pb} 。

$$M_{pb} = C_{pr} R_y W_{pb} f_y = 50\,299 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 梁翼缘连接蒙皮板表面处梁的塑性弯矩 M_{pc} 和屈服弯矩 M_{yc} (假定梁塑性铰位于梁上加强盖板末端外 1/4 梁高处)。

$$M_{pc} = M_{pb} \frac{l_0}{2l_p} = 576.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_y = 1 / (C_{pr} \frac{W_{pb}}{W_b}) = 0.771$$

$$M_{yc} = C_y M_{pc} = 444.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$l_p = l_0 / 2 - l_{cp} - h_b / 4 = 2\,422.5 \text{ mm}$$

(5) 确定加强盖板的厚度 t_{cp} 。

根据蒙皮板表面处梁的塑性弯矩 M_{pc} 和屈服弯矩 M_{yc} 确定盖板的厚度 t_{cp} , 分别将塑性弯矩 M_{pc} 和屈服弯矩 M_{yc} 代入下式

$$\frac{M_{yc} - W_{pb} f_y}{f_y b_{cp} (h_b + t_{cp})} \leq t_{cp} \leq \frac{M_{pc} - W_{pb} f_y}{f_y b_{cp} (h_b + t_{cp})} \quad (14)$$

由公式(14)计算出 $t_{cp1} = 3.30 \text{ mm}$, $t_{cp2} = 10.02 \text{ mm}$, 则加强盖板厚度选取 10 mm 。

(6) 确定蒙皮板尺寸。

节点蒙皮板的厚度 t_{sp} 应满足如下要求

$$t_{sp} \geq \frac{h_b + h_c}{50} \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 18 \text{ mm}$$

因此,蒙皮板的尺寸为 $850 \text{ mm} \times 452 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ 。

(7) 加强盖板与梁翼缘的角焊缝验算。

加强盖板与梁翼缘采用角焊缝焊接连接,焊脚高度取 $h_f = 8 \text{ mm}$, 上盖板的正面角焊缝长度 $l_{w1} = 164 \text{ mm}$, 下盖板的正面角焊缝长度 $l_{w2} = 184 \text{ mm}$, 侧面角焊缝长度 $l_{w3} = 448 \text{ mm}$, 则角焊缝所能承受的拉力计算如下:

上盖板角焊缝所能承受的拉力 N_{f1} 为

$$N_{f1} = 0.7 h_f (l_{w1} \beta_f + l_{w3}) f_f^w = 580.68 \text{ kN}$$

下盖板角焊缝所能承受的拉力 N_{f2} 为

$$N_{f2} = 0.7 h_f (l_{w2} \beta_f + l_{w3}) f_f^w = 602.54 \text{ kN}$$

加强盖板的最大屈服拉力如下:

上盖板最大屈服拉力 N_{fp1} 为

$$N_{fp1} = t_{cp} b_{cp1} f = 309.6 \text{ kN} < N_{f1} = 580.68 \text{ kN}$$

满足要求。

下盖板最大屈服拉力 N_{fp2} 为

$$N_{fp2} = t_{cp} b_{cp2} f = 378.4 \text{ kN} < N_{f2} = 602.54 \text{ kN}$$

满足要求。

(8) 强柱弱梁验算。

钢框架柱轴压比为 0.3, 抗震设防烈度为 8 度, η 取 1.05, 则

$$\sum W_{pc} (f_y - \frac{N}{A_c}) = 895.50 \text{ kN} \cdot \text{m} > \eta \sum W_{pb} f_y = 800.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求。

(9) 节点域验算。

柱节点域体积按箱形截面计算, 即

$$V_p = 1.8 h_{b1} h_c t_w = 16\,198\,272 \text{ mm}^3$$

$$\frac{\Psi(M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = 37.26 \text{ MPa} \leq f_{yv} = 181.73 \text{ MPa}$$

满足要求。

(10)梁腹板剪应力验算。

假定梁翼缘承担弯矩,梁腹板承担全部的剪力,则塑性铰处剪力 $V_{pb} = M_{pb}/l_p = 207.63 \text{ kN}$ 。

腹板剪应力 $\tau_w = \frac{3V_{pb}}{2A_w} = 82.00 \text{ MPa} < 135.68 \text{ MPa}$,满足要求。

(11)剪切连接板验算。

连接板与蒙皮板连接焊缝验算时连接板的几何尺寸取为 $300 \text{ mm} \times 175 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 。连接板与蒙皮板连接焊缝抗剪承载力设计值 $V_{sf} = 0.7h_f l_w f_t^w = 387.07 \text{ kN} > V_{pb} = 207.63 \text{ kN}$,满足要求。

高强螺栓抗剪验算时,连接板与梁腹板采用 8 个 M20 的 10.9 级高强度螺栓,按摩擦型连接设计。螺栓预拉力 P 为 155 kN ,连接面做除锈处理后涂漆,依据《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)的规定,抗滑移系数 μ' 取为 0.35 。对于单剪连接,抗剪面个数 $n_f = 1$,螺栓数量 $n = 8$ 。

单个螺栓抗剪承载力设计值 $N_v^b = 0.9n_f \mu' P = 48.8 \text{ kN}$;螺栓群的抗剪承载力设计值 $V_b = nN_v^b = 390.6 \text{ kN} > V_{pb} = 207.63 \text{ kN}$,满足要求。

通过上述计算过程可见,按本文的设计方法,该工程框架节点的各项设计指标均满足中国现行设计规范的要求,该工程的施工图已通过中国有关部门的施工图审查。

3 节点力学性能的有限元分析与验证

3.1 有限元模型的建立

3.1.1 材性本构关系

该工程的钢材采用 Q235B 钢,取其钢材和焊缝金属材料与试验试件^[13]的材性相同,钢材的应力-应变关系采用依据材性试验所得的钢材名义应力-应变数据,并参照文献^[18]中计算方法所得的应力-应变关系。

有限元分析中采用 Von Mises 屈服准则和相关流动准则,以及包含了等向强化部分和非线性随动强化部分的混合强化准则,其中等向强化通过 ABAQUS 中的“CYCLIC HARDENING”子选项并输入参数 Q_∞ , b 的值来确定^[19]。

3.1.2 单元网格

有限元模型选用 8 节点六面体线性非协调实体单元(C3D8I)建模,有限元模型在进行网格划分时,对梁柱连接区域、梁上塑性铰的预期位置处、螺栓连接处进行细化单元网格尺寸,以尽可能精确分析梁

端连接处的变形和损伤行为,采用尺寸较粗的单元网格对有限元模型的其他部分进行划分,以节约有限元分析计算的时间,有限元模型单元网格划分如图 3 所示。

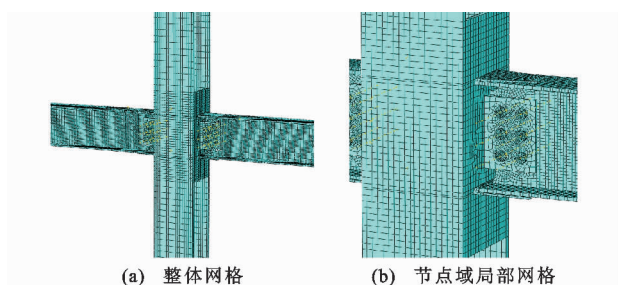


图 3 有限元模型网格划分

Fig. 3 Mesh Generation of Finite Element Model

3.1.3 相互作用

有限元模型中梁柱连接采用了栓焊混合连接形式,梁端上下翼缘连接处的对接焊缝单独建模。在有限元建模时,梁端上下翼缘及盖板与焊缝、焊缝与蒙皮板之间采用面-面“TIE”约束来模拟焊接连接。剪切板与梁腹板采用摩擦型高强螺栓连接,故剪切板与梁腹板、螺栓与剪切板、螺栓与梁腹板以及螺栓杆与螺栓孔壁之间均采用 ABAQUS 中的“面-面”接触进行有限元模拟,接触属性包括法向作用和切向作用,法向作用定义为“硬接触”,切向作用定义为库仑摩擦,设定摩擦公式“罚”,摩擦因数依据《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)规定的抗滑移系数取值,并考虑试验试件的实际情况取为 0.35 。

3.1.4 边界条件和加载

有限元模型的边界条件与试验相同,柱底端为固定铰接,柱顶端为自由端,两侧梁端为铰接。为模拟以上约束条件,有限元建模时对柱上下端截面和梁端分别设置一耦合点,分析时通过限制耦合点的自由度实现对梁柱端部的约束,对柱顶和梁端的耦合点施加平面外约束,以模拟试验加载中侧向支撑对节点试件柱和梁的支撑作用。

有限元模拟分析时对柱顶截面耦合点上施加竖向轴力,柱端水平荷载以位移方式施加于柱顶截面耦合点上,柱端加载方式采用循环往复加载,加载制度与试验采用的加载制度一致,如图 4 所示。

3.1.5 分析步和求解设置

有限元模型的分析步依据试验加载顺序进行设置,首先对螺栓施加预拉力,之后对柱端施加竖向轴力,最后对柱端施加水平位移。螺栓预拉力以螺栓荷载形式施加于螺栓截面上,先施加 10 N ,以便模

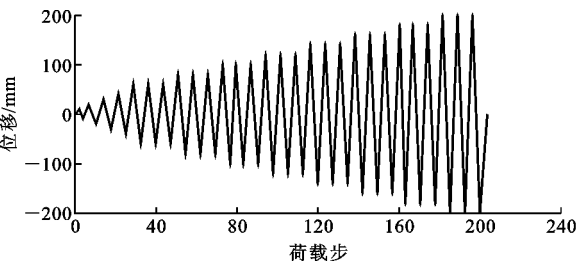


图 4 加载制度

Fig. 4 Loading System

型平稳建立接触关系,提高计算的收敛速度,然后施加设定的预拉力 155 kN,之后将螺栓属性定义为“保持为固定长度”。在柱端施加 300 kN 竖向轴力后,以位移控制加载方式对柱端进行循环往复加载,同时考虑有限元模型的几何非线性。将分析步中初始增量步设为 0.01,求解方法选用完全牛顿法求解非线性平衡方程,以提高计算精度并增强求解的收敛性。

3.2 有限元分析结果

3.2.1 节点的破坏形态及等效应力分布情况

按前述方法对新型梁柱弱轴盖板加强连接节点进行 ABAQUS 有限元分析,所得节点破坏形态及破坏时刻蒙皮板的应力分布情况分别如图 5,6 所示,应力均为 Von Mises 等效应力。

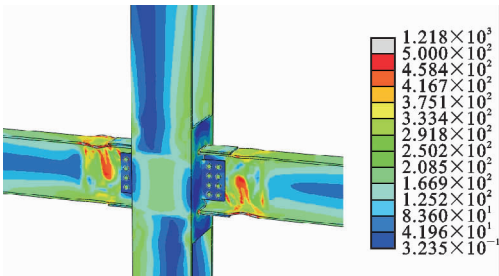


图 5 节点破坏形态(单位:MPa)

Fig. 5 Failure Mode of Joint (Unit:MPa)

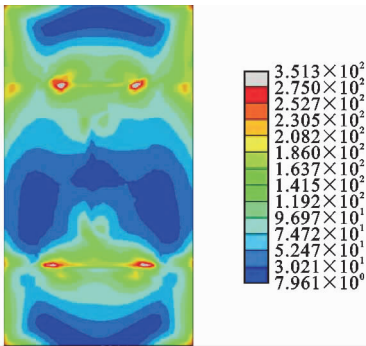


图 6 蒙皮板应力分布(单位:MPa)

Fig. 6 Stress Distribution of Skin Plate (Unit:MPa)

由图 5 可以看出,节点破坏时在梁上盖板的端

部位置处形成了明显的塑性铰,有效地实现了塑性铰外移。在塑性铰处梁翼缘发生了明显的局部屈曲变形,梁腹板也出现了鼓曲变形,且塑性铰处梁翼缘和腹板的应力较大,而梁翼缘与蒙皮板间的对接焊缝处和加强盖板的等效应力较小。柱子与节点域未发生明显的塑性变形,而且柱与节点域处的应力均处于弹性阶段,节点具有明显的“强柱弱梁”、“强节点弱构件”特征。

由图 6 可以看出,破坏时刻节点蒙皮板与梁上下翼缘连接区域和剪切连接板上下端部处的应力均大于其他区域的应力,在梁翼缘连接焊缝两端处较小区域内,蒙皮板的应力达到了钢材的屈服强度,而其他大部分区域蒙皮板的应力仍处于弹性阶段,这说明蒙皮板在节点受力过程中处于安全状态,蒙皮板的尺寸选取和设计是合理的。

3.2.2 节点的滞回曲线和骨架曲线

新型梁柱弱轴盖板加强连接节点的荷载-位移($P-\Delta$)滞回曲线和骨架曲线分别如图 7,8 所示。

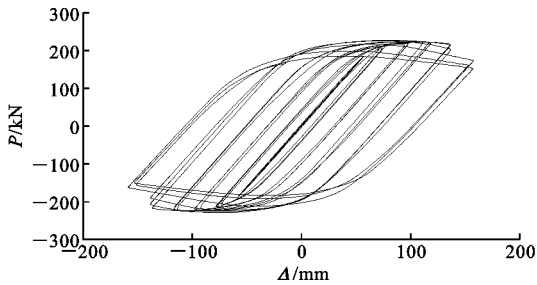


图 7 节点滞回曲线

Fig. 7 Hysteresis Curves of Joint

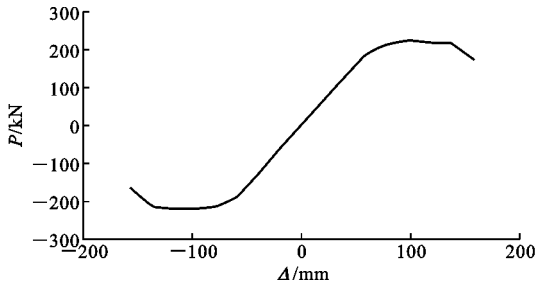


图 8 节点骨架曲线

Fig. 8 Skeleton Curve of Joint

由图 7,8 可以看出,节点的滞回曲线形状较为饱满,包络面积较大,这说明节点具有良好的抗震耗能能力。随着加载位移的增大,节点的滞回曲线出现了明显的承载力和刚度退化现象。节点的骨架曲线在正负方向上基本呈现中心对称形式,在弹性阶段,节点的荷载和位移呈线性增长,在弹塑性阶段,荷载和位移呈非线性增长,随着加载位移的逐渐增

大,节点的骨架曲线在荷载达到峰值点后开始缓慢下降并出现了明显的下降段,之后节点的荷载随着位移的增大逐渐下降直至节点破坏,这说明节点具有较好的塑性变形能力。

根据节点骨架曲线(图 8)并采用文献[13]的计算方法得到节点的力学性能指标,如表 1 所示。由表 1 可以看出,节点的正负向荷载和位移略有差别,但最大相差幅度仅为 1.7%,节点的正负向荷载和

位移基本对称分布。节点表现出了较高的承载力,但节点的位移延性相对表现不够完美。分析其原因在于:一是节点梁端采用了盖板加强的连接形式,盖板对梁柱连接加强的同时,节点刚度增加,但对节点的转动会有一定的约束作用;其次节点在梁上形成塑性铰后,在塑性铰处梁翼缘和腹板塑性变形增大,导致钢材发生较大程度的塑性损伤,使得节点的承载力及刚度发生了较快退化。

表 1 节点力学性能
Tab. 1 Mechanical Properties of Joints

加载方向	P_y/kN	Δ_y/mm	P_{\max}/kN	Δ_{\max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	μ
+	199.53	67.61	221.60	99.36	188.36	151.45	2.24
-	200.85	67.75	222.04	99.08	188.74	148.76	2.20

注:加载方向以推向为“+”,以拉向为“-”; P_y 为节点的屈服荷载; Δ_y 为节点屈服位移; P_{\max} 为节点承载的最大(峰值)荷载; Δ_{\max} 为 P_{\max} 对应的节点最大(峰值)位移; P_u 为节点的极限荷载,取最大(峰值)荷载 P_{\max} 的 0.85 倍; Δ_u 为节点极限位移; μ 为延性系数, $\mu=\Delta_u/\Delta_y$ 。

3.2.3 节点的刚度退化和耗能

新型梁柱弱轴盖板加强连接节点的刚度退化曲线和耗能曲线分别如图 9,10 所示,其中 K 为节点刚度, h_e 为等效黏滞阻尼系数。

由图 10 可以看出,随着加载位移的增大,节点的等效黏滞阻尼系数 h_e 逐渐增大,在弹塑性阶段,节点的等效黏滞阻尼系数基本呈线性增长趋势,这说明节点具有良好的抗震耗能能力。随着节点梁上塑性铰的充分发展形成,节点的滞回曲线包络面积更加饱满,节点的等效黏滞阻尼系数增长率有所增加。

表 1 中各有限元分析的数据指标显示:按本文方法设计的节点位移延性系数指标不够完美,这是由于节点梁端采用了盖板加强的连接形式,盖板对梁柱连接加强的同时对节点的转动会有一定的约束作用,但其延性性能仍可以接受。节点破坏时能够实现塑性铰的外移,节点域处应力基本处于弹性阶段,节点的滞回曲线和耗能曲线均证明了节点具有较强的耗能能力,因此这种新型节点仍是一种较为理想的延性节点。从这个框架刚性节点能遵从“强节点弱构件”和“强柱弱梁”的抗震破坏理念并具有高承载力来讲,比较符合结构设计时采用的刚性框架节点模型的假定,为结构整体分析提供可靠的技术保障。

综合分析,按本文方法设计出的节点域箱形加强式工字形柱弱轴盖板连接节点能实现“梁铰”破坏模式,可以满足现行设计规范对钢框架节点的抗震设计要求。

4 结 语

(1)提出了节点域箱形加强式工字形柱弱轴盖板连接节点的设计方法,依据钢框架结构的工程实例,选取钢框架十字形内节点,应用 ABAQUS 建立

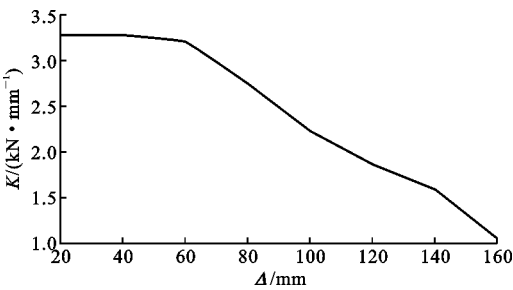


图 9 节点刚度退化曲线

Fig. 9 Stiffness Degradation Curve of Joint

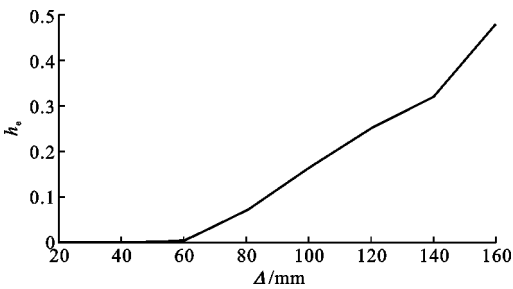


图 10 节点耗能曲线

Fig. 10 Energy Dissipation Curve of Joint

由图 9 可以看出,节点刚度 K 随着加载位移的增大而明显减小。在弹性阶段,节点刚度变化较小,在弹塑性阶段,节点刚度发生较大幅度下降,这是由于节点在弹性阶段的塑性变形较小,刚度退化现象不明显。随着加载位移逐渐增加,梁上盖板端部处塑性铰的形成增大了梁翼缘和腹板的塑性变形,进而加快了节点的刚度退化。

有限元节点模型,分析了所选节点模型的破坏形态和滞回性能。

(2)节点破坏时能够实现梁塑性铰的外移,节点域处于弹性应力阶段,节点具有较强的塑性变形能力和耗能能力,这种类型节点是一种较为理想的延性节点,满足抗震规范中“强柱弱梁”和“强节点弱构件”的抗震设计要求。

(3)规范验算结果和有限元模拟分析表明,新型梁柱弱轴盖板加强连接节点的设计方法合理、可靠。新型梁柱弱轴盖板加强连接节点的设计方法步骤清晰,便于设计人员使用,可以据此设计实际工程的框架节点。

参考文献:

References:

- [1] GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [2] 卢林枫,袁野,周天华,等.箱形节点域连接的工字形柱钢框架抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2016,37(7):64-73.
LU Lin-feng, YUAN Ye, ZHOU Tian-hua, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Box Strengthened Joint Region for Steel Frames with I-section Column[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(7): 64-73.
- [3] KIM T, WHITTAKER A S, GILANT A S J, et al. Experimental Evaluation of Plate-reinforced Steel Moment-resisting Connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 483-491.
- [4] KIM T, WHITTAKER A S, GILANT A S J, et al. Cover-plate and Flange-plate Steel Moment-resisting Connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 474-482.
- [5] 石永久,杨文,王元清.荷载下盖板加固梁柱刚接节点的简化力学模型[J].工程力学,2007,24(11):76-81.
SHI Yong-jiu, YANG Wen, WANG Yuan-qing. Analytical Model of Cover-plate Retrofitted Steel Moment Connection with Initial Loading[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(11): 76-81.
- [6] 石永久,李兆凡,陈宏,等.高层钢框架新型梁柱节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2002,23(3):2-7.
SHI Yong-jiu, LI Zhao-fan, CHEN Hong, et al. Experimental Research on Cyclic Behavior of New Types of Beam-column Connections in Highrise Steel Frames[J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(3): 2-7.
- [7] 胡方鑫,施刚,石永久,等.工厂加工制作的特殊构造梁柱节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(7):34-43.
HU Fang-xin, SHI Gang, SHI Yong-jiu, et al. Experimental Study on Seismic Performance of Specifically Pre-fabricated Beam-column Connections[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(7): 34-43.
- [8] 胡方鑫,施刚,石永久,等.工厂加工制作的特殊构造梁柱节点抗震性能有限元分析[J].工程力学,2015,32(6):69-75,98.
HU Fang-xin, SHI Gang, SHI Yong-jiu, et al. Finite Element Analysis on Seismic Performance of Specifically Pre-fabricated Beam-column Connections[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(6): 69-75, 98.
- [9] 卢林枫,周天华,李涛. H形梁与H形柱弱轴连接节点及连接方法:中国, CN200910022568. 2[P]. 2009-10-14.
LU Lin-feng, ZHOU Tian-hua, LI Tao. The Connection Joint and Connection Method of H-shaped Steel Beam and H-shaped Column for Weak Axis: China, CN200910022568. 2[P]. 2009-10-14.
- [10] 卢林枫,徐莹璐,周天华,等. H形梁-工形柱弱轴箱形节点域连接节点单调加载试验研究[J].建筑结构学报,2016,37(2):73-80.
LU Lin-feng, XU Ying-lu, ZHOU Tian-hua, et al. Experimental Research on Box Strengthened Joint Connection for Weak Axis of I-section Column-H-shaped Beam Under Monotonic Loading[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 73-80.
- [11] 卢林枫,刘子龙,李成成,等.节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接钢框架的力学性能和经济性分析[J].建筑科学与工程学报,2015,32(3):52-59.
LU Lin-feng, LIU Zi-long, LI Cheng-cheng, et al. Steel Frame Mechanical Properties and Economical Efficiency Analysis of Box Strengthen-joint Region Connection of I-section Column for Weak Axis[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2015, 32(3): 52-59.
- [12] 徐莹璐,卢林枫,张宝存.工字形柱弱轴盖板连接边框节点滞回性能影响因素分析[J].东南大学学报:自然科学版,2016,46(3):537-544.
XU Ying-lu, LU Lin-feng, ZHANG Bao-cun. Influence Factor Analysis on Hysteretic Behavior of Weak-axis Cover-plate Connections of I-section Column in Frame Side Joint[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2016, 46(3): 537-544.

- [13] LU L F, XU Y L, ZHENG H. Investigation of Composite Action on Seismic Performance of Weak-axis Column Bending Connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 129: 286-300.
- [14] 卢林枫, 徐莹璐, 郑 宏, 等. H 型钢柱弱轴连接组合节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(8): 124-132.
LU Lin-feng, XU Ying-lu, ZHENG Hong, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Composite Joints in Weak-axis of H-section Column[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(8): 124-132.
- [15] 王 燕, 冯 双, 王玉田. 钢框架刚性连接加强型节点滞回性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(5): 57-68.
WANG Yan, FENG Shuang, WANG Yu-tian. Experiment Study on Hysteretic Behavior for Rigid-reinforced Connections[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(5): 57-68.
- [16] SAC Joint Venture. Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames[R]. Washington DC: FEMA, 1995.
- [17] SAC Joint Venture. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame Buildings[R]. Washington DC: FEMA, 2000.
- [18] 刘子龙. 梁端扩大翼缘型节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接边框架节点滞回性能的有限元分析[D]. 西安: 长安大学, 2015.
LIU Zi-long. Finite Element Analysis of Hysteretic Behavior on Expanded Flange of Box Strengthen-joint Region Connection in Fringe Frame for Weak Axis of I-section Column [D]. Xi'an: Chang'an University, 2015.
- [19] 石永久, 王 萌, 王元清. 循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J]. 建筑材料学报, 2012, 15(3): 293-300.
SHI Yong-jiu, WANG Meng, WANG Yuan-qing. Experiment Study of Structural Steel Constitutive Relationship Under Cyclic Loading[J]. Journal of Building Materials, 2012, 15(3): 293-300.