

钢结构梁柱刚性节点抗震设计探讨

徐珂¹ 熊挺² 孙惠敏³

(1 北京司空建筑设计咨询有限公司 100088)

(2 中国京冶建设工程承包公司上海分公司 201206)

(3 华通设计顾问工程有限公司 100053)

[摘要] 钢框架梁柱刚性连接节点是强震作用下主要破坏位置,总结了梁端削弱式和加强式节点的应用特点,指出梁端加强式节点方案在实际应用时,由于加强梁端截面,在强柱弱梁抗震设计时,为满足规范相关计算要求,一般会造成柱截面加大或节点域腹板加厚。基于工程实践,提出相关的设计建议。

[关键词] 钢结构 刚性连接节点 地震作用 梁端削弱式 梁端加强式 焊缝 节点域

Earthquake-Resistance Design Discuss of Steel Structure Rigid Joint / Xu Ke¹, Xiong Ting², Sun Huimin³(1 Beijing Si Kong Architectural Design & Consulting Co., Ltd., 100088, china; 2 China Jing Ye Construction Engineering Contract Company ShangHai Branch., 201206, china; 3 Beijing Hua Tong Design & Consulting Co., Ltd., 100053, china)

Abstract: In the action of strong earthquake, steel frame is mostly destroyed in the position of beam-column rigid joint. This article summarizes the appliance characteristics of the joint of weakening or strengthening the end of beam. Besides, this article points out that it must increase column section or thickness of panel zone of column web to satisfy the related design code and request of strengthening column and weakening beam in seismic concept design, in the application of the mode of strengthening the end of beam. According to the engineering practice, the article puts forward the related design suggestion.

Keywords: steel structure; rigid joint; earthquake action; the mode of weakening in the end of beam; the mode of strengthening in the end of beam; weld; panel zone of column web

1 钢结构梁柱刚性节点抗震设计存在的问题

钢结构梁柱刚性连接节点的构造做法在抗震规范^[1]、构造图集^[5]中推荐图 1 所示的连接方式,其设计思路是焊缝传递梁端弯矩,螺栓传递剪力。实践发现梁端焊接部位及其周围,常因应力大、变形集中而破坏。改进的设计方法通常有增厚翼缘、加大梁截面或给梁加腋等。对震害的研究发现^[9],这几种处理方法并没有有效改变应力大、变形集中的状况。因此设计人员需要充分理解节点受力原理,合理确定构造,确保框架结构在地震作用下的整体安全。

2 梁柱刚性节点的主要破坏形式

地震破坏中,梁柱刚性节点破坏主要有以下几种形式^[2-4]: 1)连接焊缝全部断裂或部分断裂; 2)柱翼缘在与焊缝连接处发生层间撕裂、水平裂缝; 3)梁翼缘在焊缝外侧发生断裂; 4)节点域腹板发生裂缝等。在调查中发现,钢梁下翼缘与柱连接处发生破坏几率最大,约占类似破坏的八成以上。从破坏情况来看,采用图 1 所示的梁柱节点破坏处较多,而梁柱节点周围发生钢梁、柱构件破坏的情况很少,说明目前的梁柱刚性连接方式存在抗震能力不足的问题。

3 梁柱刚性节点的主要处理形式

现在解决的方案主要有^[2-4]: 1)梁端削弱式;

2)梁端加强式; 3)梁端加腋式; 4)耗能摩擦处理; 5)预应力耗能。后两种方案属试验阶段,目前广泛应用的可能性很小,设计可应用的方案主要是前三种。

3.1 梁端削弱式(犬骨式)方案

该方案是对靠近梁柱节点的钢梁翼缘进行圆弧削弱,在地震作用下,翼缘削弱处先于梁柱节点出现塑性铰,实现塑性铰外移,起到保护梁柱刚性连接节点的作用,这种处理对节点处结构特性没有改变,根据文献^[4],当梁翼缘被削弱 50%时,结构刚度降低 6%~7%左右;被削弱 40%时,降低 4%~5%,设计时需考虑刚度变化对整体分析的影响。该方案因处理点在钢梁上,符合“强连接弱杆件”设计思路,对梁柱连接处节点设计、安装无影响。在构件加工时,处理圆弧削弱要求加工尺寸准确,切割面光滑无尖角,避免应力集中,磨平时应顺翼缘长度方向加工,对加工工艺有较高要求。

3.2 梁端加强或加腋式方案

这两种方案即为增大梁端及其与钢柱焊接的截面,使梁端及节点承载能力高于正常钢梁截面承载能力,在地震作用下,加强的梁端及节点尚未进入全截面塑性受力状态时,接近梁正常钢梁截面因截面较小,先形成塑性铰,

起到保护梁柱刚性连接节点的作用。除梁端加盖板式或加腋式外,在日本还有侧板工法,即在梁端翼缘梁侧分别焊接宽 30~100mm,长 300~900mm,与翼缘等厚的钢侧板,见图 2。

4 节点域稳定性设计的问题

在进行强柱弱梁抗震设计时,为满足规范^[1]式(8.2.5-1), (8.2.5-2), (8.2.5-6)这三项计算要求,一般会造成柱截面加大或节点域腹板加厚。钢梁截面尺寸为 H528 250 8 14, $I_x=5.45 \times 10^8 \text{mm}^4$, $W_x=2.06 \times 10^6 \text{mm}^3$, $W_{pb}=2.29 \times 10^6 \text{mm}^3$, 现验算钢柱截面。假定钢柱腹板高度为 500, 梁柱均为 Q235 钢。在 8 度地震作用时,不考虑梁端加强或梁端加腋情况下,分别验算三项要求:

(1) 根据规范^[1]第 8.2.5 条要求,柱轴向力设计值与柱全截面面积和钢材抗拉强度设计值乘积的比值不超过 0.4, 则 $W_{pc}(f_{yc}-0.4f_{yc})=0.6W_{pc}f_{yc} \geq 1.05W_{pb}f_{yc}$, 得出 $W_{pc} \geq 4.00 \times 10^6 \text{mm}^3$ 。

(2) 由式 8.2.5-2, $V_p \geq 3 \times 0.7 (2.29 \times 10^6 \times 215) / 4 / 125 = 4135740 \text{mm}^3$, 则 $t_w \geq 16.5 \text{mm}$ 。

(3) 由式 8.2.5-6, $V_p \geq 3 \times 0.85 (2.06 \times 10^6 \times 215) / 4 / 125 = 4517580 \text{mm}^3$, 则 $t_w \geq 18.1$ 。式中钢梁弯矩值为设计值,考虑到设计人员一般采用 80%~90%的构件安全储备,则 $t_w \geq 14.5 \sim 16.3 \text{mm}$ 。

按上述计算结果,选择 H536 320 18 18 截面可满足三项要求,其截面特性为 $I_x=9.60 \times 10^8 \text{mm}^4$, $W_x=3.58 \times 10^6 \text{mm}^3$, $W_{pb}=4.10 \times 10^6 \text{mm}^3$ 。当然第 1 项在很多情况下达不到 0.4 限值要求,可不按该式验算,若达到 0.4 限值柱轴向力约为 1700kN。

接下来的问题是节点域板厚如果按照规范^[1]式 8.2.5-6 小注所述,即柱节点域腹板厚度不小于梁、柱截面高度之和的 1/70,可不验算节点域的稳定性,本例约为 15.2mm,小于第(2), (3)项计算值;又比如保持梁截面不变,减小柱截面高度,如柱截面改为 H486 320 18 18,该推荐值会相应减少,板厚变为 14.5mm,而第(2), (3)项节点域板厚计算结果却是增加的,分别为 $t_w \geq 18.4 \text{mm}$ 和 $t_w \geq 16.1 \sim 18.1 \text{mm}$,似乎该结论缺乏数据验证。

由上面的数据可以得出,梁端加强或加腋式方案在实际应用时,由于加强梁端截面,如果严格按上述抗震设计要求进行节点设计,必然是增加柱腹板高度或加厚节点域腹板,在结构整体抗震时不利于节点域发挥耗能作用,可能会出现节

点域未屈服而梁先出现塑性铰情况,因此,设计人员要综合考虑节点域对整体分析的影响,根据需要采用不同的刚性节点。

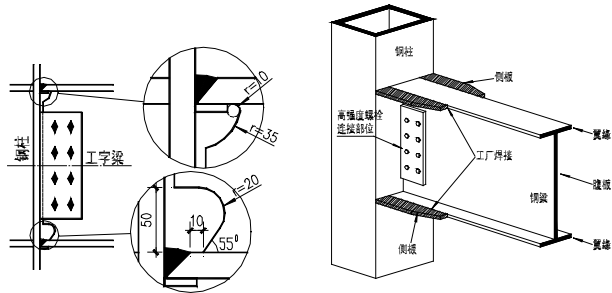


图 1 规范推荐做法

图 2 侧板工法

5 梁柱刚性节点的设计建议

上述三种方案在我国都是推荐形式,具体构造可以参见标准图集^[5],笔者在实际应用中均有实践,从现场施工人员反映,梁端削弱式与普通梁刚性连接无区别,现场比较接受;梁端加强式增加了工厂盖板工序和现场焊缝工作量,如果梁翼缘较厚时,还需分层施焊,对施工进度有一定影响;梁端加腋式虽然焊缝要求不高,但多是斜板与翼缘焊接,位置处于梁下,操作空间有一定限制,增加了施工难度,施工人员不太欢迎。根据文献^[9]介绍,美国主推梁端削弱式,将塑性铰外移,在地震作用和实验分析来看,对节点的保护要优于其他两种。日本根据多年来的震害调查,采用梁端加强式或修改构造做法,减少应力集中,消除裂缝发生的可能性。

笔者在设计应用中,提出以下几点注意事项,供大家讨论:

1) 钢梁腹板上下端为确保翼缘焊缝连续施工做扇形切口,上切口半径 35mm,下切口规定高度 50mm,如采用腹板现场焊接连接,共减少腹板高度 85;如采用连接板连接时,一般连接板上距梁翼缘各 50mm,相比腹板减少高度 100。而钢梁全截面受力计算时,腹板或连接板减小就意味着截面特性的减小,以前述钢梁 H528 250 8 14 为例,按连接高度减少 100mm 计算,则 $I_x=5.05 \times 10^8 \text{mm}^4$, $W_x=1.91 \times 10^6 \text{mm}^3$, $W_{pb}=2.12 \times 10^6 \text{mm}^3$,截面特性比正常截面减少约 7%,造成钢梁在端部(比梁端削弱式更靠近焊缝连接处)自行削弱,由于下切口基本接近于直角切口,刚度变化不属于渐变方式。再假定该梁的削弱处圆弧深度 $c=10 \text{mm}$,则梁翼缘宽减少至 230mm 时计算, H528 230 8 14, $I_x=5.09 \times 10^8 \text{mm}^4$, $W_x=1.93 \times 10^6 \text{mm}^3$, $W_{pb}=2.16 \times 10^6 \text{mm}^3$,其结果是梁端削弱处比梁

口处更刚强。因一般计算下来削弱处 c 值较大，这个问题并不突出，但设计人员应清楚实际构件与计算模型有偏差。再以削弱处圆弧深度 c 值的计算公式^[6]为例：

$$c=2(I_0-I_x)/[t_f(h_b-t_f)^2]$$

其中： I_0 为梁端截面的惯性矩； I_x 为削弱处设计所需的梁截面惯性矩， $I_x=0.833I_0(L_0-0.65h_b)/L_0$ ；因 I_x 在钢梁长度、梁高一定时，其数值的大小也取决于 I_0 ，梁端因构造要求造成截面自行削弱，在 c 值计算时没有予以考虑，计算结果就与实际所需有差别。为确保三项设计要求得以实现，建议采用节点板连接时，应根据等强设计原则确定连接板高度及厚度，使梁端切口处截面特性接近或高于钢梁的截面特性。

2) 文献^[6]在说明梁端削弱式计算原则时，还指明 I_0 为连接焊缝所需要的惯性矩。笔者理解为，梁端截面的惯性矩应与连接焊缝的惯性矩相等，那么在节点焊缝设计时，腹板连接焊缝就不能仅仅满足于规范^[1]受剪极限承载力的要求了。

梁端加强式可以不考虑上述两点等强设计工作，可以在设计盖板时，直接调整尺寸来满足截面特性要求。

3) 无论梁端削弱式还是加强式，设计的目的都是希望在强震作用下，在钢柱和梁柱节点以外出现塑性铰，即出现在钢梁上。根据钢规^[7]9.3.2条要求：构件出现塑性铰的截面处，必须设置侧向支撑，抗震规范^[1]8.3.3条也明确指出：其上下翼缘处均应设置侧向支撑。梁上翼缘一般采用抗剪连接件与楼板相连，其局部稳定性及受压稳定性不存在问题，这在众多震害调查^[9]中已得到验证，其破坏数量很少，抗震规范^[1]8.2.4条也是指上翼缘。钢梁下翼缘如果完全按上述两条来设计的话，在预计出现塑性铰的翼缘处连接侧向支撑，无论采用何种连接方式，其结果只会造成该截面特性值增加，梁端处理设想失败，实际上，在许多文献和设计实例中尚没看到梁端削弱式在塑性铰截面处设支撑的，倒是看到很多国内的设计实例在未处理的梁端设置支撑，估计是为了满足高规^[8]设计相关规定，即在距柱轴线 $1/8\sim 1/10$ 处，下翼缘应设侧向支撑构件，防止钢梁下翼缘在强震作用下发生失稳，设置的位置也是要求在可能出现塑性铰的截面处，标准图集^[5]中构造要求支撑连接板与钢梁翼缘连接采用剖口熔透焊接，这样处理后，在这个位置的截面特性大大高于钢梁本身，在强震作用下，是肯定不会率先出

现塑性铰的。另外，在设计过程中，设计人员一般将梁端处理节点与钢梁翼缘侧向支撑节点分开表示，在图纸上是没有问题的，但施工中会造成实际建成后二者位置重叠，与设想不符的现象，如柱跨距在8m，支撑轴线交点在800~1000处，由于梁宽及连接板斜角影响，连接板与轴线间最小距离在500~800之间，梁端削弱式和加强式所认为的塑性铰位置也往往在此，因此设计时要综合考虑二者的关系。

4) 采用梁端削弱式会造成钢梁受弯承载力降至约 $0.8M_b$ ，在选用钢梁时，梁端削弱处为截面控制点，正常截面增加的部分都是为削弱处在强震作用下出现塑性铰而服务的，这样做的结果是梁的钢材用量增加较多。在设计削弱截面时，应避免根据弹性设计结果选定钢梁截面，在其基础上进行梁截面削弱，造成在多遇地震作用下可能出现塑性铰。而梁端加强式仅在梁端增加截面，不存在上面的问题，经济性较好。

5) 钢梁下翼缘焊缝因腹板相隔造成焊接工作中断，易形成焊缝缺陷；上翼缘可以连续施焊，缺陷较少，以前多数构造手册建议在节点安装完毕后，将上下翼缘焊缝衬板割除，这样做可以检查出翼缘下部焊缝质量及裂缝，进行清根补焊工作。据施工人员反映，操作不当会伤及主材，不希望有此工序。如果不割除衬板，易形成衬板与梁柱翼缘间的人造缝隙，在拉力作用下很容易引发翼缘焊缝产生裂缝。现在有两种建议：1) 在下翼缘处将衬板割除，上翼缘处用角焊缝将衬板与翼缘焊接封闭；2) 上翼缘处震害较少，可不处理，下翼缘处用角焊缝将衬板与梁柱翼缘封闭，包括翼缘两侧与衬板相接处。笔者倾向于后者，减少衬板割除工作量，降低对主材伤害的几率。

6) 由文献^[9]可知，美国对采用“犬骨式”连接的建议是，将以往的腹板栓接改为焊接，即用全熔透坡口焊缝将梁腹板直接焊在柱上或通过较厚连接板焊接。很多研究成果指出腹板焊接的性能比栓接好，它能更好地传力，从而减小翼缘和翼缘坡口焊缝的应力。日本的研究成果指出，梁端腹板用高强度螺栓连接时，与焊接时相比抗弯能力变小，塑性变形能力存在显著差异。笔者认为梁腹板与柱连接应优先采用焊接。

7) 从地震破坏的钢结构中取出连接试件在室温下的试验表明，其焊缝冲击韧性往往很低；冲击韧性过低会使连接焊缝在地震作用反复受压状态下容易产生脆性破坏，往往成为引发节点

的重要因素。抗震规范^[1]3.9.2条材料性能指标为强制性条文，对结构用钢材有明确要求，但对梁柱刚性节点重要的组成部分焊缝却没有提及，笔者认为这是不恰当的，建议设计时要对焊缝的冲击韧性提出应用要求，需满足或优于钢梁所需冲击韧性的合格保证，施工单位在检验时提供相关检验报告。

参 考 文 献

- [1] 建筑抗震设计规范(GB50011-2001) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [2] 刘其祥, 蔡益燕, 朱知信, 顾泰昌. 多高层房屋钢结构梁柱刚性连接节点的抗震设计[J]. 建筑结构, 2001, (8).
- [3] 刘其祥. 多高层房屋钢结构梁柱刚性节点的设计建议[J]. 建筑结构, 2003, (9).
- [4] 蔡益燕. 考虑塑性铰外移的钢框架梁柱连接设计[J]. 建筑结构, 2004, (2).
- [5] 多、高层民用建筑钢结构节点构造详图(01SG519) [M]. 中国建筑标准设计研究所, 2001.
- [6] 全国民用建筑工程设计技术措施——结构[M]. 北京: 中国计划出版社, 2003. 2.
- [7] 钢结构设计规范(GB50017-2003) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [8] 高层民用建筑钢结构技术规程(JGJ99-98) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [9] 刘大海, 杨翠如. 高楼钢结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.